

# **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**

vom Fachbereich  
für Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Carolo Wilhelmina zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines  
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte  
Dissertation

Von:	Matthias Witte
Aus:	Braunschweig
Eingereicht am:	25.04.2003
Mündliche Prüfung am:	16.07.2003
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. R. Wanninger

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig. Im Rahmen meiner Tätigkeit waren häufig Schäden an historischen Gebäuden zu beurteilen. Die durchgeführten Untersuchungen zeigten rasch, dass nur die Berücksichtigung der Interaktion Klima - Boden - Baugrund hier zu einer wissenschaftlich fundierten Klärung der Gebäudeschäden führen kann.

Zur Betrachtung dieser Interaktion waren umfangreiche Feld- und Laboruntersuchungen erforderlich. Zu diesem Zweck wurden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik Versuchsgeräte entwickelt, die ein maßgeschneidertes Untersuchungsprogramm ermöglichten, und deren Einsatzbereich weit über bestehende Standards in der bodenmechanischen Labor- und Feldversuchstechnik hinausgeht. Den technischen Angestellten des Institutes möchte ich an dieser Stelle meinen besonderen Dank aussprechen. Herrn Feistel für die hervorragende technische Umsetzung beim Bau der Versuchsanlagen, Herrn Lührig für die Unterstützung und beständige Hilfe im elektrischen Bereich und Herrn Zeemann für seine bodenmechanischen Hilfestellungen und die vielen pragmatischen Ideen.

Die Durchführung der komplexen Untersuchungen und die Lösung mancher Problemstellung wäre ohne die Unterstützung durch die Kollegen und die wissenschaftlichen Hilfskräfte am Institut kaum möglich gewesen. Insbesondere danke ich hier Dr.-Ing. Michael Bachmann und Dipl.-Ing. Fabian Kirsch sowie Thomas Erbe, Markus Diekmann, Tijl Staal, Finn Mackert und Sabine Bischof für die fruchtbaren Diskussionen und die konstruktive Kritik.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz. Viel zu früh verstorben hat er als Leiter des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik meine wissenschaftliche Arbeit stets mit seinem persönlichen Engagement unterstützt. Er ließ mir die erforderlichen Freiräume und stand mir jederzeit mit konstruktiven Anregungen zur Seite.

Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann als neuem Leiter des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik danke ich für die Übernahme der Berichterstattung und die Unterstützung beim Abschluss meiner Forschungsarbeiten. Für das darin liegende Vertrauen möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Wanninger danke ich für die bereitwillige Mitwirkung als Berichterstatter, den Herren Professoren Pohl und Niemeier für die Übernahme des Amtes des Prüfers und des Prüfungsvorsitzes.

Braunschweig, im Februar 2004

Matthias Witte

## **Inhalt**

1	Einführung.....	- 1 -
1.1	Problemstellung .....	- 1 -
1.2	Ziele der Arbeit.....	- 1 -
1.3	Aufbau der Arbeit .....	- 2 -
2	Gebäudeschäden auf bindigen Böden im südöstlichen Niedersachsen .....	- 4 -
2.1	Allgemeiner Überblick .....	- 4 -
2.2	Rissbildung in Mauerwerksscheiben durch Setzungsunterschiede .....	- 6 -
2.2.1	Geometrische Größen bei Setzungen und Setzungsdifferenzen .....	- 8 -
2.2.2	Messung von Setzungsdifferenzen an den historischen Kirchengebäuden.....	- 9 -
2.3	Das Kirchengebäude der Ortschaft Eilum.....	- 11 -
2.3.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 11 -
2.3.2	Regionalgeologische Situation .....	- 13 -
2.3.3	Hydrogeologische Situation .....	- 15 -
2.4	Das Kirchengebäude der Ortschaft Uehrde.....	- 16 -
2.4.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 16 -
2.4.2	Regionalgeologische Situation .....	- 18 -
2.4.3	Hydrogeologische Situation .....	- 20 -
2.5	Das Kirchengebäude der Ortschaft Wittmar .....	- 21 -
2.5.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 21 -
2.5.2	Regionalgeologische Situation .....	- 23 -
2.5.3	Hydrogeologische Situation .....	- 25 -
2.6	Das Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum .....	- 26 -
2.6.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 26 -
2.6.2	Regionalgeologische Situation .....	- 29 -
2.6.3	Hydrogeologische Situation .....	- 30 -
2.7	Weitere Schadensfälle .....	- 32 -
2.7.1	Das Gemeindehaus der Ortschaft Vorsfelde .....	- 32 -

2.7.1.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 32 -
2.7.1.2	Regionalgeologische und hydrogeologische Situation .....	- 33 -
2.7.2	Das Domicil Einrichtungshaus der Ortschaft Salzgitter-Thiede .....	- 35 -
2.7.2.1	Baugeschichte und Schadensentwicklung .....	- 35 -
2.7.2.2	Regionalgeologische und hydrogeologische Situation .....	- 35 -
2.8	Geotechnische Beurteilung der Schadensfälle .....	- 36 -
3	Struktur natürlicher Tone und Tonböden .....	- 39 -
3.1	Struktur und Aufbau der Tone.....	- 39 -
3.2	Bodenphysikalische Eigenschaften .....	- 40 -
3.2.1	Kräfte im Interaktionsfeld Tonmineral – Porenraum .....	- 40 -
3.2.2	Wasserbindung.....	- 41 -
3.2.3	Intensität der Wasserbindung, Potentialkonzept .....	- 45 -
3.3	Porenwasserspannungen .....	- 47 -
3.3.1	Matrixpotential .....	- 48 -
3.3.2	Osmotisches Potential.....	- 49 -
3.3.3	Gesamtpotential.....	- 49 -
3.4	Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf das Gesamtpotential .....	- 50 -
4	Bodenmechanische Untersuchung der betrachteten Böden.....	- 52 -
4.1	Kornzusammensetzung .....	- 52 -
4.2	Plastizitätsgrenzen.....	- 54 -
4.3	Wasseraufnahmevermögen.....	- 56 -
4.4	Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe .....	- 56 -
4.5	Tonmineralogische Untersuchung .....	- 58 -
4.6	Zusammenfassung der bodenmechanischen Untersuchungen.....	- 58 -
5	Untersuchungskonzept .....	- 60 -
5.1	Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeits- und Verformungs- eigenschaften teilgesättigter Böden.....	- 61 -
5.2	Porenwasserspannung .....	- 64 -
5.2.1	Messung der Porenwasserspannung .....	- 64 -

5.2.2	Beziehung zwischen Porenwasserspannung und Wassergehalt .....	- 70 -
5.2.3	Volumenänderungen .....	- 72 -
5.3	Scherfestigkeit teilgesättigter Böden.....	- 74 -
5.4	Verformungsverhalten.....	- 82 -
6	In situ Messungen .....	- 83 -
6.1	Radiometrisches Verfahren .....	- 84 -
6.2	Geoelektrisches (FDR) Verfahren.....	- 86 -
6.3	Interaktion Klima - Boden - Bauwerk .....	- 88 -
7	Ergebnisse der Labor- und in situ Untersuchungen.....	- 92 -
7.1	Bodenphysikalische Eigenschaften der untersuchten Böden .....	- 93 -
7.2	Festigkeitseigenschaften unter Berücksichtigung teilgesättigten Materialverhaltens.....	- 94 -
7.2.1	Festigkeitsverhalten der untersuchten Böden .....	- 97 -
7.2.2	Nichtlinearität der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung .....	- 104 -
7.3	Verformungsverhalten der untersuchten Böden .....	- 108 -
7.4	Interaktion Klima – Boden – Bauwerk.....	- 115 -
8	Interpretation der Versuchsergebnisse .....	- 125 -
8.1	Kräfte im Mikrogefüge.....	- 125 -
8.1.1	Gleichgewichtsbedingungen .....	- 125 -
8.1.2	Spannungsverteilung .....	- 127 -
8.2	Verformungswirksame Mechanismen.....	- 130 -
9	Sanierungsmaßnahmen.....	- 136 -
10	Zusammenfassung .....	- 143 -
11	Literaturverzeichnis .....	- 146 -

# **1 Einführung**

## **1.1 Problemstellung**

In den letzten 10 Jahren werden in Teilen des südöstlichen Niedersachsen in zunehmendem Maße Gebäudeschäden an Bauwerken beobachtet, die durch Baugrundverformungen hervorgerufen werden. Ihnen zugrunde liegt eine ungleichmäßige Verformung des anstehenden bindigen Baugrunds, die offensichtlich an jahreszeitliche Randbedingungen geknüpft ist. Neben neueren Gebäuden sind auch mehrere historische Kirchenbauwerke aus dem 12. bis 13. Jahrhundert betroffen. Alle bislang untersuchten Schadensfälle zeigen auffällige Gemeinsamkeiten bezüglich des Schadensbildes und des natürlichen Umfeldes der Gebäude.

Ausgehend von den klassischen Ansätzen der Bodenmechanik werden die anstehenden Böden als vollständig wassergesättigt beschrieben. Die Ursache der Schäden blieb zunächst im Unklaren. Die vorliegende Problematik verdeutlicht, dass für eine Interpretation des Verformungsverhaltens sowie der Festigkeitsparameter der Boden als Mehrphasensystem berücksichtigt werden muss. Die klassische Bodenmechanik unterscheidet gesättigte und teilgesättigte Verhältnisse. Unter gesättigten Verhältnissen im Zweiphasensystem ist der Porenwasserdruck gleich oder größer dem atmosphärischen Druck. Wird vom Zweiphasensystem abgewichen und eine bodenphysikalische Betrachtungsweise angewendet, definieren schon kleinste Mengen eingeschlossener Luft den Boden als teilgesättigt. Dementsprechend zeichnet sich ein teilgesättigter Boden durch negativen Porenwasserdruck in Relation zum umgebenden Luftdruck aus. Im Weiteren ist es bei der Betrachtung des mechanischen Verhaltens teilgesättigter Böden notwendig, die Existenz einer so genannten vierten Phase, der Luft - Wasser Schnittstelle im Porenraum, zu erkennen und zu berücksichtigen.

Allen betrachteten Schadensfällen ist gemein, dass sich die Gebäude in exponierter Hanglage mit starker Sonneneinstrahlung befinden. Es ist zu vermuten, dass die Verformungen des Baugrunds auf Wassergehaltsschwankungen der anstehenden bindigen Böden zurückzuführen sind. Dabei können in den betrachteten Böden Veränderungen der Festigkeitsparameter sowie im Verformungsverhalten durch Wassergehaltsschwankungen sofort oder auch erst nach Jahren eintreten.

Die vorliegende Problemstellung zeigt damit die Notwendigkeit einer gezielten Ursachenforschung zum Verformungsverhalten sowie zu den Festigkeitsparametern gesättigter und teilgesättigter Böden auf. Auf der Basis dieser Ursachenforschung ist es im Schadensfall möglich, Gegenmaßnahmen zu ergreifen.

## **1.2 Ziele der Arbeit**

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, den Einfluss sich verändernder Porenwasserspannungen auf die Festigkeitsparameter sowie das Verformungsverhalten der betrachteten Böden auf-

zuzeigen. Daraus erwächst die Notwendigkeit einer umfassenden Betrachtung der Interaktion Klima - Boden - Bauwerk als eigentlichem Anlass für die Zunahme der Gebäudeschäden. Zusammenfassend lassen sich folgende Kernthemen formulieren:

- Klärung der bodenspezifischen Ursachen für das bodenmechanische Verhalten der anstehenden Tonböden
- Die Wirkung der Bodenverformungen auf die betrachteten Bauwerke
- Einfluss der äußeren Randbedingungen auf den Wasserhaushalt der anstehenden Tonböden

In Kenntnis der aus diesen Kernthemen erwachsenen Interaktion Klima - Boden - Bauwerk entsteht eine Abschätzung, welche Böden potentiell gefährdet sind, und es werden Wege zur präventiven Schadensvermeidung aufgezeigt.

### **1.3 Aufbau der Arbeit**

Von den betroffenen Bauwerken ausgehend, wird zunächst die bestehende Problematik erläutert und anhand von vier Fallbeispielen zusammenfassend betrachtet. Eine wichtige Eingangsgröße ist hier die umfassende Aufnahme der regionalgeologischen Situation, der örtlichen Baugrundsituation sowie des Schadensbildes. Vordergründig steht zunächst jeder einzelne Fall für sich. Im Zuge der Verknüpfung geologischer, hydrogeologischer und bodenmechanischer Untersuchungen sowie erster Beobachtungen der Entwicklung der Schäden werden jedoch auffällige Gemeinsamkeiten deutlich. Dabei rückt das bodenmechanische Verhalten der Tonböden in zunehmendem Maße in den Vordergrund.

Auf naturwissenschaftlicher und bodenphysikalischer Grundlage werden die Tonböden daher im Folgenden in ihren Eigenschaften zusammenfassend erläutert. Den Schwerpunkt bildet die Betrachtung der Wechselwirkung zwischen Bodenfestsubstanz und Porenwasser. Diese Wechselwirkung ist das Fundament für die Verknüpfung von naturwissenschaftlicher Grundlage und bodenmechanischer bzw. baupraktischer Bedeutung.

Aus den theoretischen Erkenntnissen heraus erfolgt die Planung und Durchführung der weiteren Forschung, die spezielle Labor- und Felduntersuchungen beinhaltet. Die Modifikation vorhandener Versuchstechnik bis hin zu komplexen Eigenentwicklungen mit dem Ziel, die theoretischen Überlegungen zu verifizieren, schafft die Voraussetzung zur Erklärung und Beurteilung der Wechselbeziehung Klima - Boden - Bauwerk.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Untersuchungen zusammenfassend dargestellt und abschließend diskutiert. Dabei stehen zum einen die Mechanismen der Veränderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften im Vordergrund und zum anderen die Ursachen für eine plötzliche Verstärkung der Bodenverformungen in den letzten Jahren.

Am Ende der Forschungsarbeit werden aus den gewonnenen Erkenntnissen heraus Ansätze alternativer Sanierungsmöglichkeiten für die Baupraxis aufgezeigt, mit dem Ziel den Baugrund unterhalb der Gebäude dauerhaft zu stabilisieren.



## 2 Gebäudeschäden auf bindigen Böden im südöstlichen Niedersachsen

### 2.1 Allgemeiner Überblick

Im südöstlichen Niedersachsen werden seit Beginn der 80er Jahre in zunehmendem Maße Risschäden in den Wandscheiben von historischen Kirchenbauwerken aus Natursteinmauerwerk beobachtet. Im Vordergrund der Betrachtungen von Gebäudeschäden standen zunächst die historischen Kirchengebäude der Ortschaften Gilzum, Eilum, Uehrde und Wittmar. Schon im Verlauf der ersten Untersuchungen zeigte sich jedoch die Unabhängigkeit der Schäden vom Bauwerksalter.

Abbildung 1 zeigt eine schematische Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes. Darin markiert sind betroffene Bereiche, die im Verlauf der Untersuchungen mit in die Betrachtung einbezogen wurden. Die hervorgehobenen Areale haben exemplarischen Charakter und beinhalten keine vollständige Schadensaufnahme im dargestellten Kartenausschnitt.

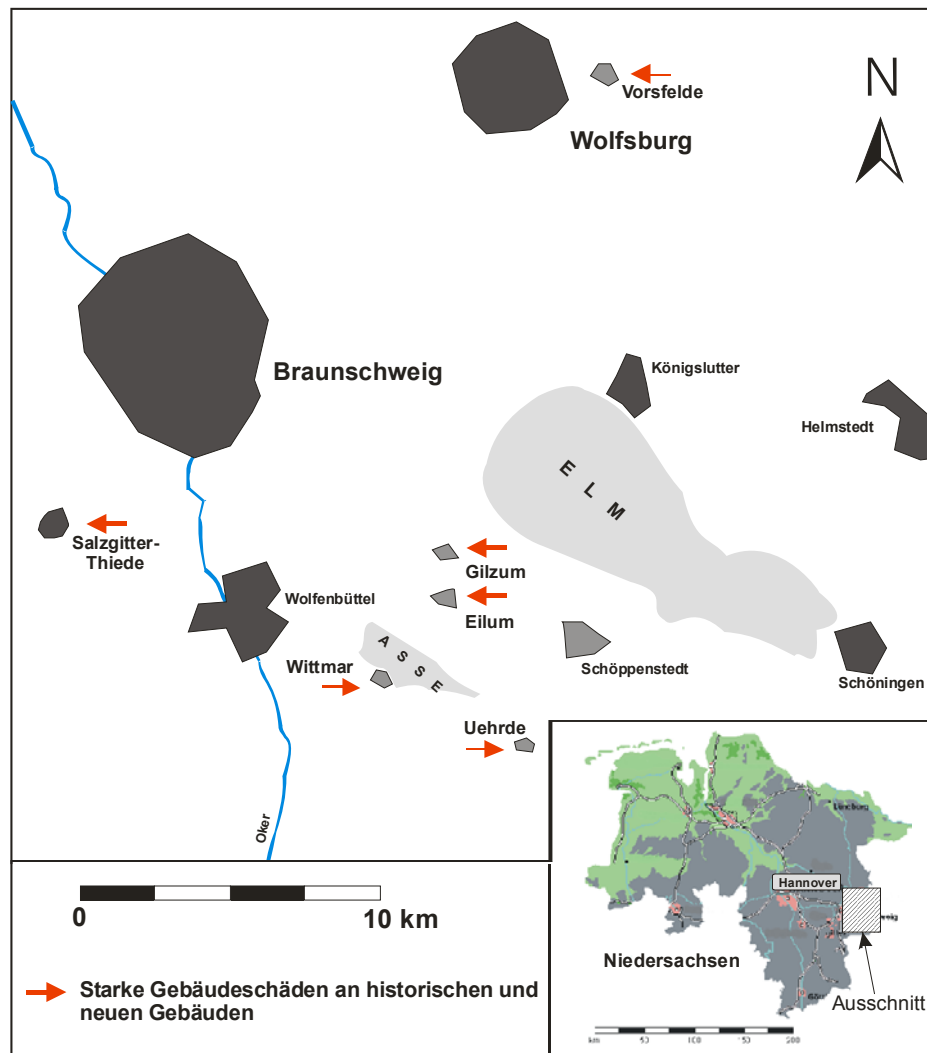


Abbildung 1: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes

Gemäß den Anforderungen zum Schutz und zur Bewahrung historischer Kulturgüter wurde die Notwendigkeit einer grundlegenden Analyse der zunehmenden Schäden deutlich. Ursachen für Schäden an Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk sind z.B. Bauwerkssetzungen, Witterungseinflüsse oder Umbauten. Kraftumlenkungen und Verformungen von Wänden bzw. Pfeilern gegenüber ihrer Symmetrieachse führen dann zu Querkzug im Mauerwerk. Im Weiteren können hohe Druckbelastungen auf die Wandscheiben aus einem nicht mehr intakten Dach- / Deckentragwerk vertikale Risse in Steinen und Fugen verursachen. Die Abbildung 2 zeigt die unterschiedlichen Gefügemerkmale beim Aufbau von Wandscheiben historischer Gebäude aus Natursteinmauerwerk. Bei Gebäuden aus mehrschaligem Mauerwerk sind Ausbauchungen und Risse erste Anzeichen für einen nicht mehr intakten Verbund zwischen Innen- und Außenschale.

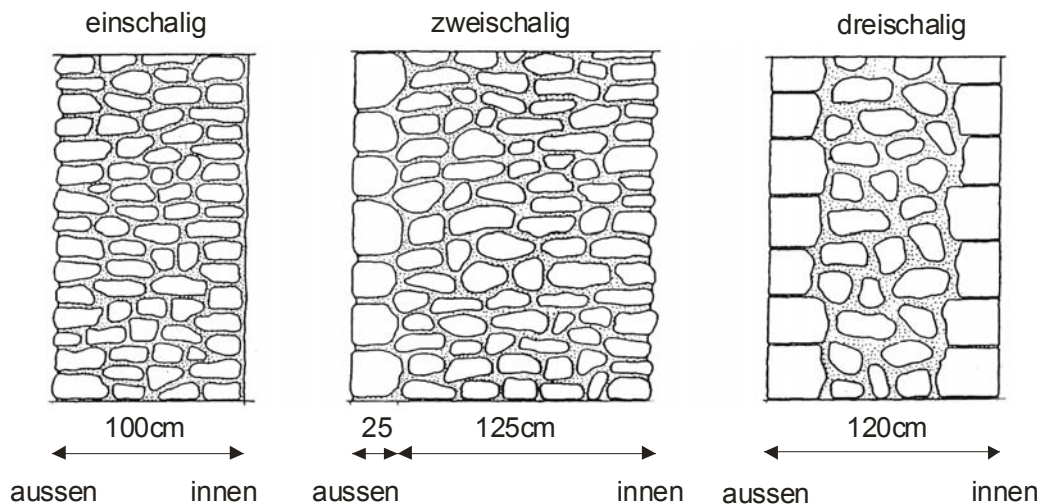


Abbildung 2: Gefügemerkmale von Natursteinmauerwerk

Einschaliges Natursteinmauerwerk besteht über die gesamte Tiefe aus einem gleichmäßigen Querschnitt. Es ist aus unbearbeiteten Steinen bzw. Bruchsteinen hergestellt und durchgehend gemauert. Bei zweischaligem Natursteinmauerwerk ist die Außenseite als Sichtmauerwerk aus bearbeiteten Natursteinen hergestellt. Die Innenschale besteht aus nachträglich bearbeitetem Bruchsteinmauerwerk. Dreischaliges Natursteinmauerwerk besteht aus zwei Außenschalen in der Ausführung als Sichtmauerwerk. Die zwischenliegende Innenschale ist meist aus dem Gesteinsbruch aus der Steinbearbeitung der Außenschalen aufgebaut.

Im Rahmen einer Überprüfung durch einen Tragwerksplaner konnten keine konstruktiven Mängel oder Schäden an den Gebäuden festgestellt werden, welche ursächlich für die aufgetretenen Risschäden verantwortlich gemacht werden könnten. Auch die Arbeiten von WIGGER (2000) zur Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk in Süd – Ost Niedersachsen zeigen keine Mängel in der Bausubstanz an den hier betrachteten Gebäuden. Die Dach / Deckentragwerke sind in einem einwandfreien Zustand, und auch der Verbund der einzelnen Schalen im Aufbau von mehrschaligen Mauerwerk ist gegeben.

Zur Beurteilung der aufgetretenen Schäden ist daher die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk von besonderer Bedeutung. Erfährt ein Mauerwerk durch Setzungsunterschiede Zwang, so entstehen in der Wandebene Schub- und Biegebeanspruchungen, die vertikale Risse bzw. schräge Risse in der Wandscheibe hervorrufen. Die betrachteten historischen Gebäude sind auf Streifenfundamenten aus Mauerwerk auf dem anstehenden Baugrund flach gegründet. Als einfachste Form der Flachgründung gilt das Erstellen des Fundamentmauerwerks auf einer Packlage. Auf ein- oder mehrlagige Schichten aus unbehaue- nen oder grob behauenen Steinen folgt die Einzel- oder Streifengründung aus Ziegeln oder Natursteinen (GOLDSCHIEDER, 1994; Abbildung 3 a)

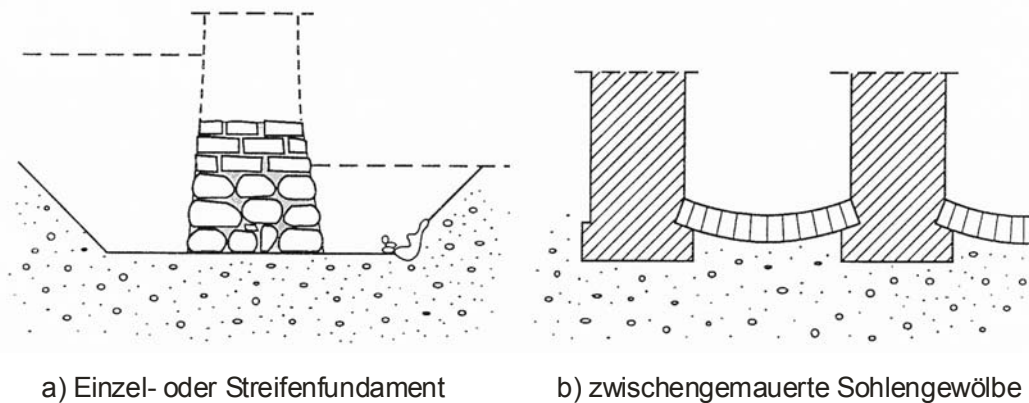


Abbildung 3: Beispiel einer historischen Flachgründung

Umgekehrte Gurtbögen (Abbildung 3 b) dienen zur Erhöhung der Auflagerfläche. GOLDSCHIEDER (1994) beschreibt, dass diese Gründungsart auch als Sanierung angewandt wurde. Allerdings sind bei dieser Maßnahme im Randbereich der Fundamente hohe Horizontalkräfte zu erwarten. Es sind daher entweder Zuganker erforderlich oder der Erddruck muss stets erhalten bleiben, um ein Ausweichen des äußeren Fundamentmauerwerks zu vermeiden.

Bei den betrachteten Kirchenbauwerken besteht die Gründungspacklage aus vermörtelten Natursteinen in Form von Einzel- oder Streifenfundamenten. Die Bauwerkslasten werden über die Gründung in den Baugrund weitergeleitet und abgetragen. Die aus dieser Wechselwirkung im Baugrund verursachten Spannungen können Setzungen zur Folge haben. Diese können wiederum Einfluss auf das Bauwerk ausüben und zu Risschäden führen. Da konstruktive Mängel an den Gebäuden ausgeschlossen werden können, ist in einem nächsten Schritt die Rissbildung in den Mauerwerksscheiben durch Setzungsunterschiede zu untersuchen.

## 2.2 Rissbildung in Mauerwerksscheiben durch Setzungsunterschiede

Gleichmäßige und gleichförmige Setzungen (Abbildung 4 a) erzeugen im Bauwerk keine Schnittkräfte und üben auf die Unversehrtheit des Gebäudes keinen Einfluss aus. Schäden

können allerdings schon infolge ungleichmäßiger, aber dennoch gleichförmiger Setzungen (Abbildung 4 b) auftreten. So führt eine einseitige Verschiebung zu einer Schiefstellung des Gebäudes. Mit der Schiefstellung des Gebäudes verlagert sich dessen Schwerpunkt zur geneigten Seite, wodurch ein weiteres Senken der Bauwerkskante hervorgerufen wird. Ungleichmäßige und ungleichförmige Setzungen werden durch Inhomogenitäten des Baugrundes, auskeilende kompressible Schichten, exzentrische sowie unterschiedlich große Lasten und Spannungsüberschneidungen verursacht (Abbildung 4 c).

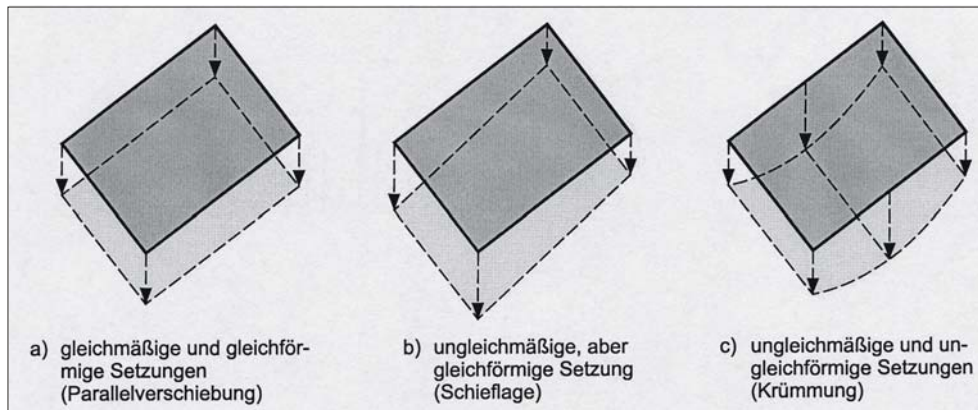


Abbildung 4: Unterschiedliche Setzungsformen (RYBICKI, 1988)

Ist ein Bauwerk von ungleichmäßigen Setzungen betroffen, bildet sich eine Sattel- oder Muldenlage im Bereich der Gründung aus. Eine Sattellage ist definiert durch einseitig oder beidseitig auskragende Bauteile sowie durch Setzungen in den Randbereichen eines Bauwerkes. Muldenlagen hingegen entstehen durch Überschneidung der Druckspannungslinien in Bauwerksmitte. Auch eine Kompression tiefliegender Bodenschichten kann zur Setzungsmulde führen (Abbildung 5).

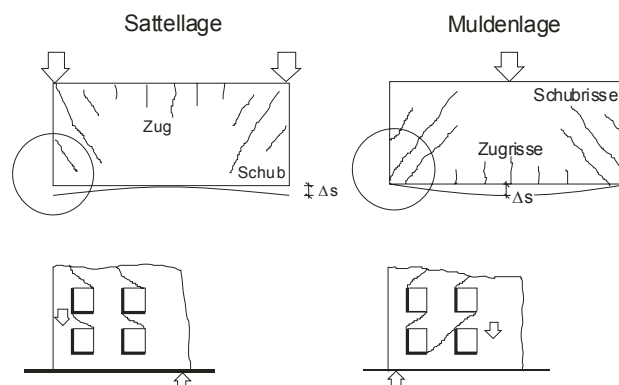


Abbildung 5: Rissbildungen bei Sattellage bzw. Muldenlage eines Gebäudes (RYBICKI, 1978)

RYBICKI (1978) nennt als typische Kennzeichen für Setzungen schräge Abtreppungsrisse, die im Bereich von Wandöffnungen diagonal zu den Ecken der übereinander liegenden Fenster im Brüstungsmauerwerk verlaufen. Dabei zeigen die oberen Rissenden der Schräg-

risse immer zur abgesunkenen Seite hin (vgl. Abbildung 5). Im Rahmen dieser Arbeit werden Schäden an Mauerwerksscheiben bei Mulden- und Sattellagen betrachtet. Da historische Mauerwerke meist auf Einzel- oder Streifenfundamenten gegründet sind, werden die Schäden und Schadenskriterien auf diesen Schwerpunkt beschränkt.

### 2.2.1 Geometrische Größen bei Setzungen und Setzungsdifferenzen

Grundlage für die Beurteilung von Schadensfällen ist die Definition geometrischer Größen für setzungsbedingte Verformungen. BURLAND et al. (1974) haben umfangreiche Bezeichnungen für Verformungen eingeführt. Auf der Basis dieser Arbeiten werden von SOMMER (1978) zusammenfassend die Winkelverdrehung und der Setzungsunterschied, als maßgebende Parameter zur Beschreibung der Verformungen an einem Bauwerk beschrieben (Abbildung 6).

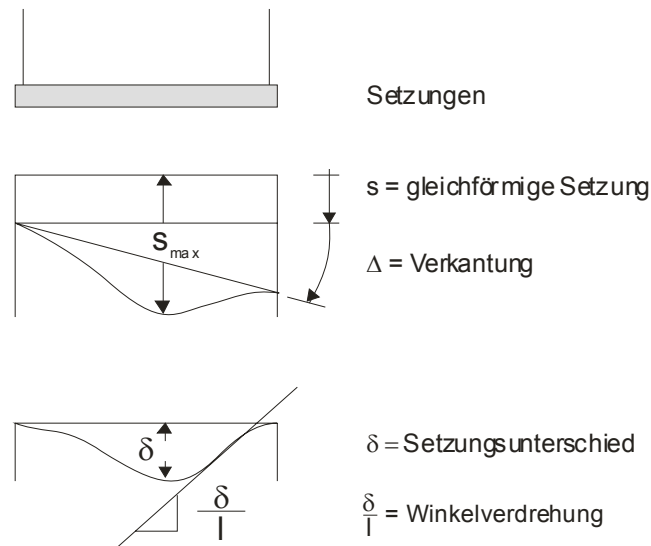


Abbildung 6: Setzungsbedingte Kenngrößen (SOMMER, 1978)

Die Gesamtsetzung des Bauwerkes oder Bauteils wird über die Setzung ( $s$ ) beschrieben. Über  $\Delta$  wird die Verkantung und mit  $\delta$  der Setzungsunterschied definiert. Mit zwei bekannten Punkten aus der Setzungslinie kann die relative Winkelverdrehung  $\beta = \delta/l$  bestimmt werden. Dabei wird die Beanspruchung über Schubspannungen im Mauerwerk aufgenommen.

In Anlehnung an Sommer werden zur Beschreibung von Schadensfällen an historischen Gebäuden die Parameter Winkelverdrehung und der Setzungsunterschied verwendet. Ab welchem Grenzwert eine zunehmende Winkelverdrehung oder ein Setzungsunterschied zu einer Rissbildung in Wandscheiben führt, hängt vornehmlich von den Eigenschaften des Bauwerks, der Gründungskonstruktion und der Art der Baugrundbewegung ab. Der Grenzwert für die maximale Winkelverdrehung für Mauerwerk wird von SKEMPTON & McDONALD (1956) für Wandscheiben bei Muldenlage mit  $\beta = 1/300$  [-] angegeben. Bei einer Sattellagerung ist dieser Grenzwert auf  $\beta = 1/600$  [-] zu halbieren (SCHULTZE/HORN, 1990 b). Des

Weiteren geben SKEMPTON & McDONALD (1956) zulässige Setzungsbeträge u.a. für Tonböden in Abhängigkeit von der Gründungsart an. Hiernach beträgt die maximale schadensfreie Setzungsdifferenz für Mauerwerk bei der Gründung auf Einzel- oder Streifenfundamenten in Tonböden unter Berücksichtigung einer Muldenlage  $\delta = 3,6$  cm. Untersuchungen von WIGGER (2000) an neun historischen Kirchengebäuden in Südost - Niedersachsen zeigen, dass dieser Wert für Sattellagen auf  $\delta = 1,8$  cm zu halbieren ist. Ist der Grenzwert der Winkelverdrehung oder der Setzungsdifferenz überschritten, kommt es zur Rissbildung.

### 2.2.2 Messung von Setzungsdifferenzen an den historischen Kirchengebäuden

Durch die Aufnahme von Setzungslinien durch ein Feinnivellement konnte WIGGER (2000) für die historischen Kirchengebäude der Ortschaften Gilzum, Uehrde und Wittmar eine Sattellage aufgrund ungleichmäßiger Setzungen nachweisen. Die von WIGGER (2000) ermittelten max. Setzungsdifferenzen sowie die Winkelverdrehungen der Wandscheiben für die Kirchengebäude von Gilzum, Uehrde und Wittmar sind in Tabelle 1 für die ermittelten Sattellagen zusammengefasst. Die Setzungslinien werden nachfolgend im Zusammenhang mit der Baugeschichte und Schadensentwicklung der betrachteten Gebäude dargestellt.

Tabelle 1: Maximale Setzungsdifferenzen und Winkelverdrehungen, Sattellagen

Kirchengebäude		Winkelverdrehung $\beta$ [-]	Setzungsdifferenz $\delta$ [cm]
Gilzum	Nordseite	1/45	9,2
	Südseite	1/277	4,7
Uehrde	Südseite	1/500	0,8
Wittmar	Südseite	1/139	1,8

Am Kirchengebäude von Eilum wurden keine Setzungslinien aufgenommen, da dieses Gebäude Anfang der 90er Jahre restauriert wurde und alle Risse bei diesen Arbeiten verschlossen wurden.

Der von SCHULTZE/HORN (1990, b) angegebene und von WIGGER (2000) bestätigte Grenzwert der Winkelverdrehung von 1/600, unterhalb dessen es bei Sattellagen nicht zu Rissbildungen kommt, ist bei allen drei Untersuchungsobjekten überschritten worden. Zusätzlich wird der Grenzwert der Setzungsdifferenz im Fall des Kirchengebäudes von Gilzum erheblich überschritten oder im Fall des Kirchengebäudes von Wittmar erreicht. In Uehrde reicht die geringe Setzungsdifferenz unterhalb des Grenzwertes der Setzungsdifferenz zur Rissbildung aus, da sie auf einen kurzen Wandabschnitt wirkt und damit zur Überschreitung der zulässigen Winkelverdrehung führt. Die Winkelverdrehung der Wandscheibe wird als Schadensursache betrachtet (WIGGER, 2000). Sie beschreibt die Verformung (Sekante) zweier Punkte der Biegelinie gegenüber der Ausgangslage.

Zur Ursachenklärung der Gebäudeschäden wurden umfangreiche Erkundungsmaßnahmen zur Baugrundsituation durchgeführt, welche durch bodenmechanische Untersuchungen im Labor und in situ ergänzt wurden. Im Weiteren wurde hier der Fragestellung von anthropogenen Einflüssen wie z.B. Senkungsbewegungen durch Bergbau und lokale Grundwasserstandsänderungen als Schadensursache nachgegangen. Alle betroffenen Gebäude sind auf stark feinkörnigen Böden gegründet, welche in weicher bis halbfester Konsistenz anstehen. An Einzelobjekten der Ortschaften Eilum, Wittmar, Uehrde, Gilzum, Salzgitter - Thiede und Vorsfelde konnten nähere Untersuchungen zur Schadensursache durchgeführt werden, die beispielhaft die Problematik verdeutlichen.

Im Vorgriff auf die durchgeführten Untersuchungen zeichnet sich ab, dass die bestehenden Risschäden auf Verformungen des anstehenden bindigen Baugrunds zurückzuführen sind. Diese Baugrundverformungen werden offensichtlich durch Volumenänderungen infolge Wassergehaltsschwankungen der anstehenden bindigen Böden ausgelöst (WITTE et al., 2003). Derartige Schäden sind seit über 40 Jahren Gegenstand von wissenschaftlichen Veröffentlichungen. Schon COOLING/WARD berichten 1948 von Gebäudeschäden aufgrund von Schrumpfverformungen bindiger Böden in England. MEISSNER (1996) berichtet in diesem Zusammenhang, dass feinkörnige Böden bei Südhanglage durch Sonneneinstrahlung, oder allgemein durch Vegetation zu Schrumpfverformungen neigen. Betroffene Gebäude zeigen dann häufig typische Setzungsrisse und eine sattel- oder muldenförmige Durchbiegung der Bodenplatte.



## 2.3 Das Kirchengebäude der Ortschaft Eilum

### 2.3.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Eilum befindet sich ca. 18 km südöstlich von Braunschweig im Randbereich der Schöppenstedter Mulde. Erstmals urkundlich erwähnt wurde das Dorf Eilum 888 n. Chr. Gemäß den Angaben aus dem kirchlichen Güterverzeichnis (Landeskirchliches Archiv), dem *corpus bonorum*, entstand die Kirche im Wechsel vom 12. zum 13. Jahrhundert. Das Gebäude zeigt die für christliche Kirchenbauwerke typische Ost-West Ausrichtung. Dabei ist der Altar in Richtung des Sonnenaufganges und der das Kirchenschiff überragende, massive Turm gegen den Sonnenuntergang ausgerichtet.



Abbildung 7: Das Kirchengebäude in Eilum

Das Gebäude besteht aus einem kurzen Schiff mit dem im Westen anschließenden, massiven Turm und wird durch romanische Fensteröffnungen im Natursteinmauerwerk belichtet. Das Gebäude erhielt im 15. Jahrhundert einen Chor und wurde in seiner Flucht verlängert. Ebenfalls in dieser Zeit kamen ein kleines Leichenhaus sowie eine Sakristei hinzu. Sie wurden an die südliche Wand des Gebäudes angeschlossen, deren romanische Fenster zwi-



schen 1655 und 1676 ersetzt wurden. An ihrer Stelle entstanden größere Rundbogenfenster im Renaissanceprofil.

1728 erfolgt ein erstes Aufmaß, ferner beginnt in diesem Jahr die historische Bauakte im Landeskirchlichen Archiv. 1746 ist aufgrund fortschreitender Baufälligkeit der Chor eingestürzt. Die notwendigen Renovierungsarbeiten wurden 1749/50 durchgeführt. Der beschädigte Bogen zwischen Schiff und Chor wurde ersetzt und die Sakristei abgerissen. Das Leichenhaus blieb erhalten. 1792 war die Westmauer des Turms baufällig. Die westliche Turmwand wurde daraufhin neu aufgebaut. 1868 wurde das Leichenhaus aufgrund von Baufälligkeit abgebrochen und als Ersatz zwischen Turm und Schiff ein neuer Vorraum geschaffen. Da man zu dieser Zeit im Stil des Historismus baute, wurden die Brüstungen mit ihren romanischen Rundbögen, Pilastern und Blendarkaden verkleidet. 1901 wurden notwendige Mauerwerkssanierungen ausgeführt.

Nach zwei Kriegs- und Nachkriegszeiten wies der Kirchenraum 1956 starke Bauschäden auf. Der Innenputz der Nordseite löste sich ab, die Nordempore drohte einzustürzen, Holzbauteile waren von Fäulnis befallen. Im Zuge der Sanierung wurde zunächst die Nordempore entfernt und ein neuer Fußbodenaufbau mit Betonsohle geschaffen. Es folgten eine Innenputzsanierung, Isolierung der Fundamente Nord und Ost sowie teilweise Regenwasserableitung. Die Abbildung 8 zeigt den heutigen Grundriss des Gebäudes.

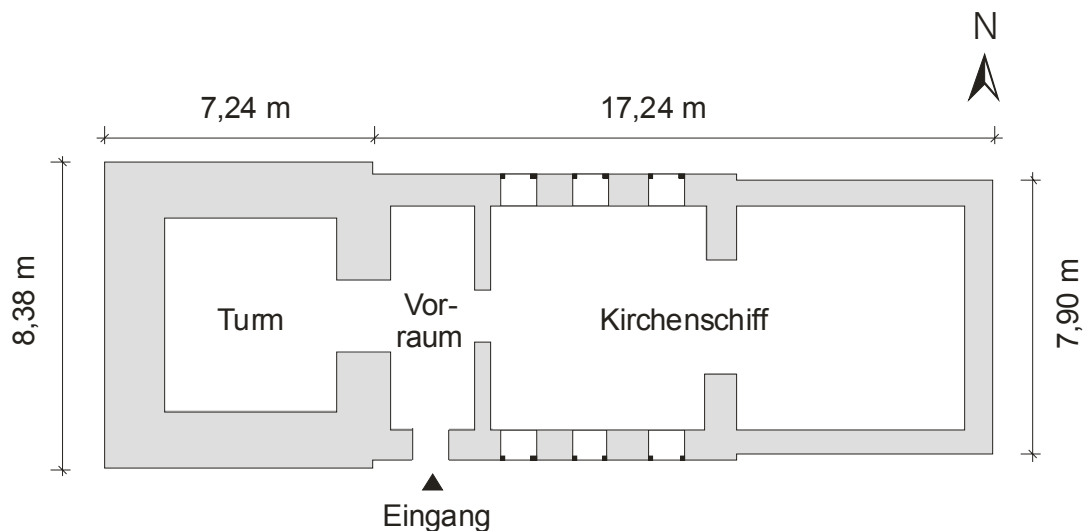


Abbildung 8: Der Grundriss des Kirchengebäudes in Eilum

Risssschäden an dem Gebäude traten mit Beginn der achtziger Jahre in einer in der Bauakte noch nicht dokumentierten Dimension auf. Daraufhin erfolgten in den Jahren 1989 – 1991 umfangreiche Sanierungsarbeiten. Dazu zählten eine Fassadensanierung des Turms, die Sanierung der inneren Sockelbereiche im Kirchenschiff einschließlich Verpressen der Risse, die Sanierung des Innenputzes, die Fundamentsanierung im Außenbereich sowie eine voll-

ständige Regenwasserableitung und die Zuführung des Regenwassers in die Regenwasserkanalisation.

Ziel der umfangreichen Arbeiten der Fundamentsanierung in den Jahren 1989 – 1991 sollte das Ausschließen von erneuten Setzungsrisen in zukünftigen Jahren sein. Ob die hier eingerichtete Regenwasserkanalisation nicht kontraproduktiv wirkt, werden die nächsten Jahre zeigen.

### 2.3.2 Regionalgeologische Situation

Die Ortschaft Eilum befindet sich im nördlichen Randbereich der so genannten "Schöppenstedter Mulde", die aus den Sedimentgesteinen der Kreide-Zeit ("spätes Erdmittelalter") besteht. Sie wird im Nordosten begrenzt durch den Breitsattel des Elm und im Südwesten durch den Schmalsattel der Asse. Beide Strukturen bestehen aus Gesteinen der Trias ("frühes Erdmittelalter", Abbildung 9) und werden dem Subherzynikum zugeordnet.

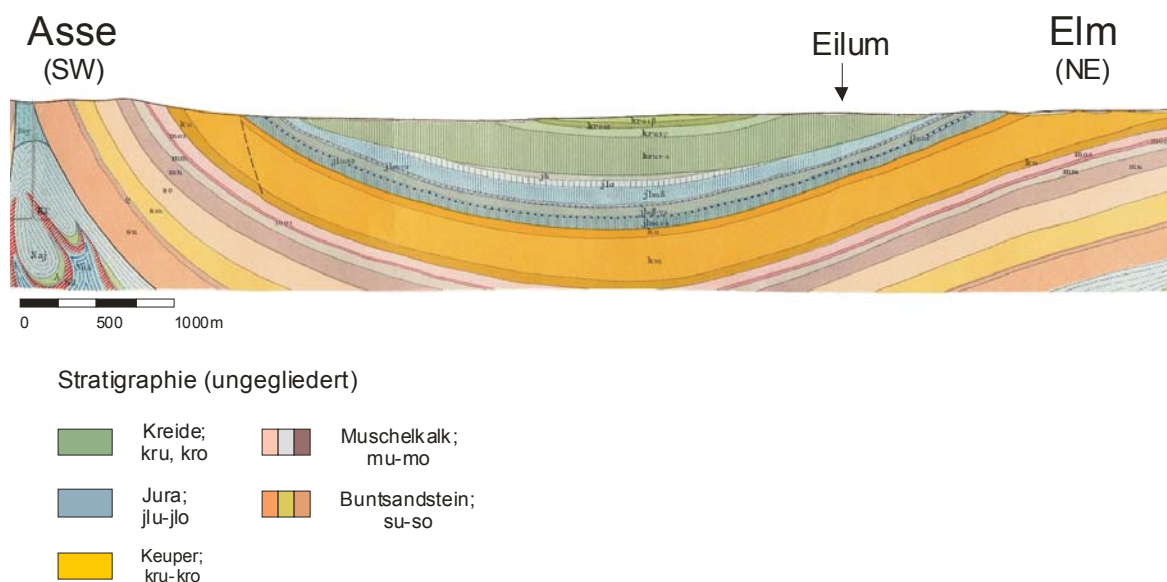


Abbildung 9: Profilschnitt Schöppenstedter Mulde, (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3830 Blatt "Schöppenstedt", 1931)

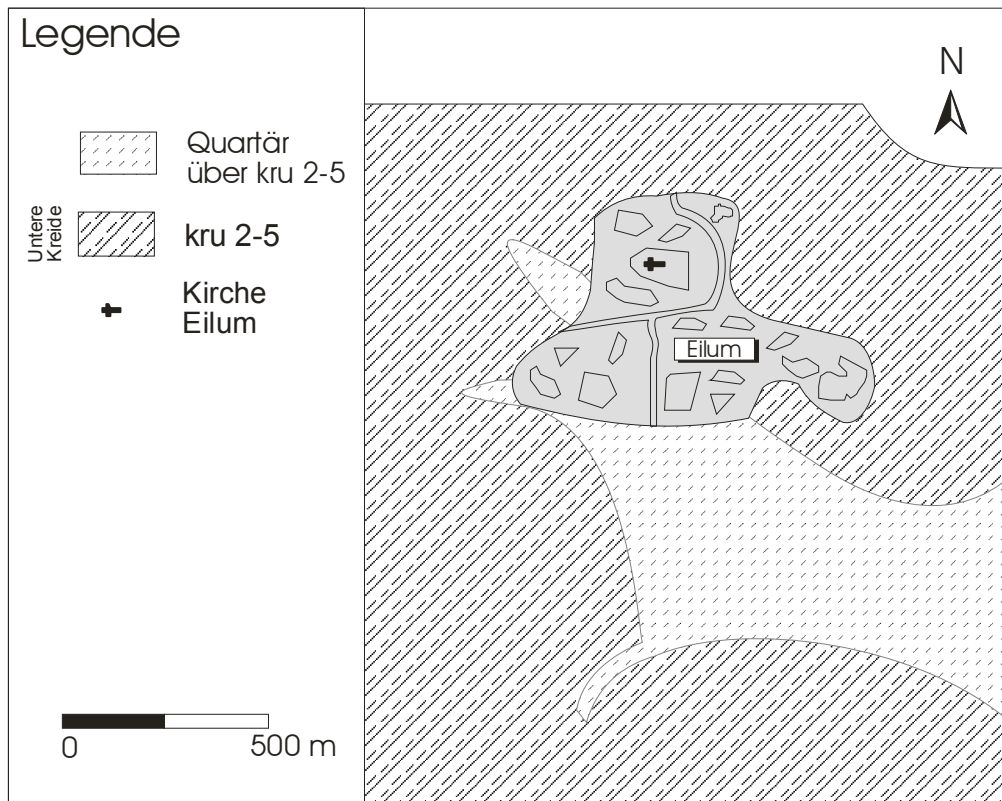


Abbildung 10: Geologische Übersichtskarte Eilum (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3830 Blatt "Schöppenstedt", 1931)

Im Bereich der Ortschaft Eilum (Abbildung 10) bilden die Gesteine der unteren Kreide ( $kru_{2c}$ ,  $kru_{2-5}$ ) den tieferen Untergrund (WOLDSTEDT 1931). Sie erreichen eine Gesamtmächtigkeit von etwa 250 m und fallen mit ca. 15° nach Südwesten ein. An der Basis der unteren Kreide befindet sich ein Transgressionskonglomerat, das so genannte Hilskonglomerat ( $kru_{2c}$ ), das hier vorwiegend aus Kalkstein und Brauneisenerzbrocken besteht. Die Schichtfolge im Hangenden des Hilskonglomerates besteht überwiegend aus Tonen ( $kru_{2-5}$ , Mächtigkeit etwa 200 m). Es scheint die gesamte Schichtenfolge vom Hauterive bis Alb vorhanden zu sein. Abgeschlossen wird die Schichtenfolge der unteren Kreide durch den Minimuston des mittleren Alb. In weiten Teilen von Eilum werden diese Gesteine von einer in wechselnden Mächtigkeiten anstehenden Deckschicht aus pleistozänen Sedimenten (vorwiegend Löß, bzw. Lößderivate) bzw. anthropogener Auffüllung mit wechselnder Zusammensetzung überlagert.

Die durchgeführten Sondierbohrungen zur geologischen und hydrogeologischen Erkundung ergeben, dass das Kirchengebäude bei einer Gründungstiefe von 1,70 m u.GOK auf den Tonen des mittleren Alb gegründet wurde (Abbildung 11), denen eine 1,40 m mächtige Deckschicht auflagert. Diese besteht überwiegend aus Kulturboden und stark tonigem Lößlehm.

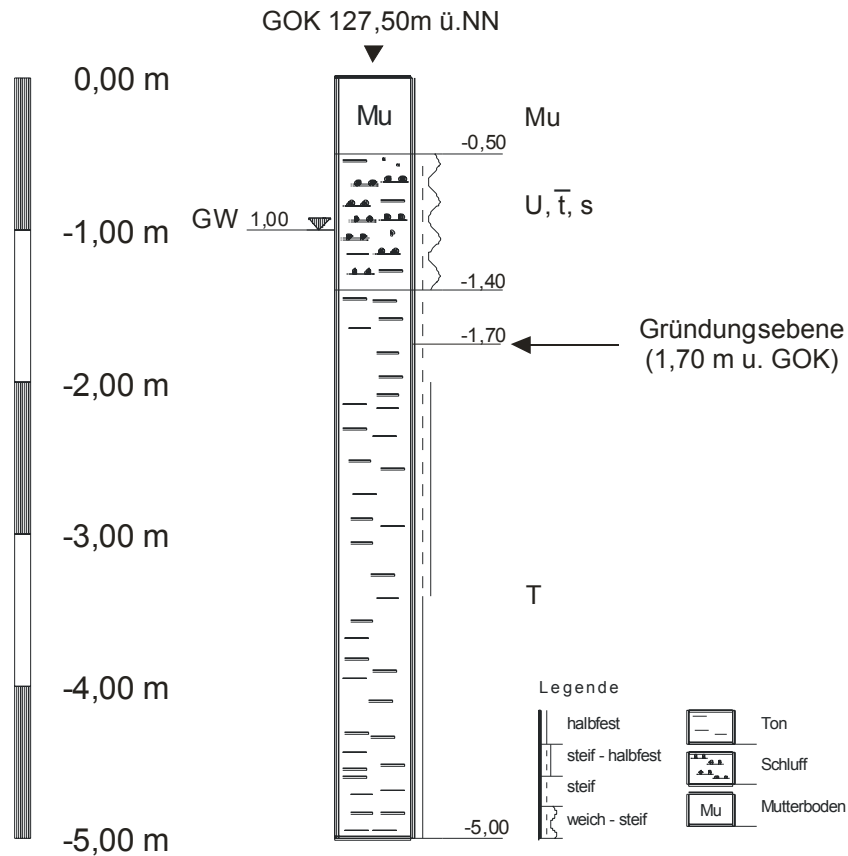


Abbildung 11: Bodenaufbau im Bereich des Kirchengebäudes von Eilum

### 2.3.3 Hydrogeologische Situation

Die Tone am Standort Eilum stellen Aquicluden (Grundwassernichtleiter) dar. Die als potentieller Aquifer (Grundwasserleiter) einzustufenden Kalksteine des die Kreide unterlagernden Jura ( $jlu \alpha_3$ ) wurden im Umfeld des Kirchengebäudes nicht erbohrt. Ausgeprägte wasserführende Kluftsysteme sind aufgrund der regionalgeologischen und morphologischen Situation unwahrscheinlich. Als wasserleitende Schicht ist lediglich die auflagernde Deckschicht von Bedeutung. Das anfallende Niederschlagswasser sickert durch diese schwach bindigen Lockergesteine und staut sich über den nahezu undurchlässigen Verwitterungshorizonten der Tonsteine auf. Die Grundwasserbewegung ist nunmehr abhängig von dem nutzbaren Porenvolumen und dem Gefälle. Die Ergiebigkeit dieser Schichten ist, bedingt durch deren eng begrenztes Wassereinzugsgebiet, wahrscheinlich gering und jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen.

## 2.4 Das Kirchengebäude der Ortschaft Uehrde

### 2.4.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Uehrde befindet sich ca. 35 km südöstlich von Braunschweig. Die erste urkundliche Erwähnung der Ortschaft und der Pfarrkirche ist auf das Jahr 1279 n. Chr. datiert (MEIER, 1906). Das Dorf ist aus einer haufenförmigen Ansiedlung um einen zentralen Platz hervorgegangen. Die Bezeichnung Pfarrkirche verweist hierbei auf eine übergeordnete Stellung in der unmittelbaren Umgebung. Quellen und Zeugnisse aus dieser Zeit, sowie den folgenden Jahrhunderten bis Ende des 17. Jahrhunderts, fehlen jedoch. Die Kirche (Abbildung 12) weicht aufgrund einer Hanglage leicht von der strengen Ost-West Orientierung ab.



Abbildung 12: Das Kirchengebäude von Uehrde

Der im Westen liegende Kirchturm besitzt einen rechteckigen Grundriss von 6,55 m x 8,30 m und eine Wandstärke von 1,20 m. Das nach Osten folgende Kirchenschiff besitzt eine Gesamtlänge von 18,49 m.

Turm und einheitliches Schiff bilden mit der wahrscheinlich im Jahr 1509 südlich angebauten Eingangshalle die drei Bauelemente, aus der sich die bruchsteinerne Pfarrkirche zusammensetzt. Eine Übersicht über den Grundriss vermittelt Abbildung 13.



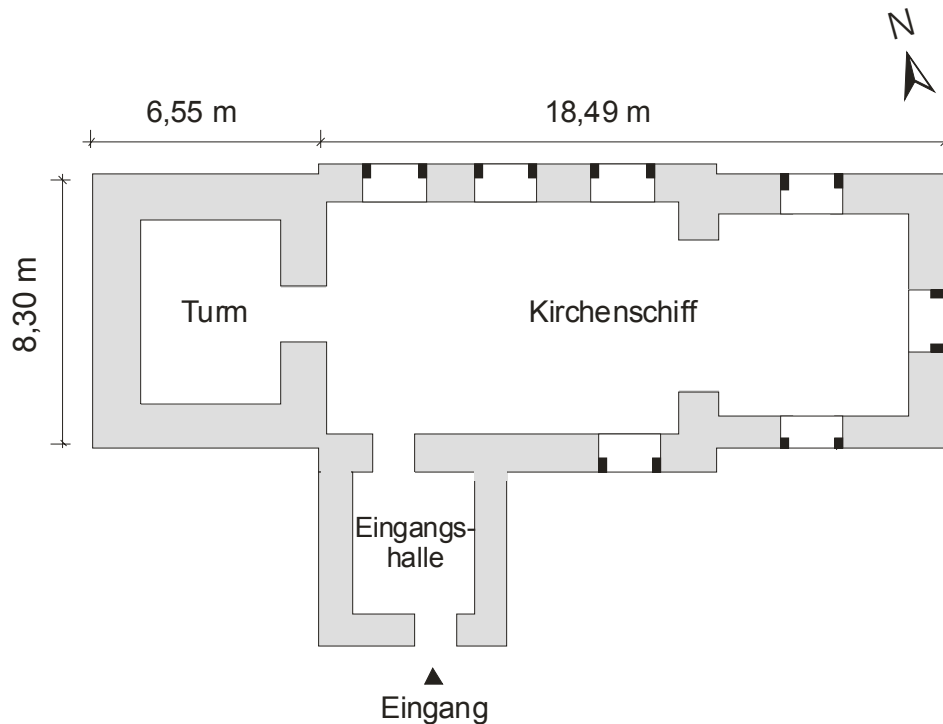


Abbildung 13: Der Grundriss des Kirchengebäudes in Uehrde

Gemäß den Angaben aus dem kirchlichen Güterverzeichnis (*corpus bonorum*) hat im Jahre 1683 der Zusammenbruch des Turmes zu großen Schäden am Kirchengebäude geführt. Nach erfolgtem Neuaufbau wurden im Jahr 1817 erneut Schäden im Turm festgestellt. Ein erneuter Teileinsturz hatte den vollständigen Neuaufbau der Westseite im Jahr 1824 zur Folge. Am Kirchenschiff zeigten sich im Jahr 1827 Risschäden, welche auf die umfangreichen Arbeiten am Gebäude und einen schlechten Verbund des Mauerwerks zurückgeführt wurden. Damals wurde durch das Einbringen von Zugankern versucht, das Gebäude zu versteifen. Im Zuge einer Ortsbesichtigung im Jahr 1850 wurde festgestellt, dass der mittlere Tragbalken des Glockenstuhls beim Läuten gegen das Außenmauerwerk stößt und Schäden in Form von Rissen und Ausbuchtungen verursacht hatte. Aus diesem Grund wurde der Glockenstuhl mit Verstreben aus Stahlbändern versteift. Seit 1992 werden am Kirchengebäude Risschäden in einer zuvor nicht dokumentierten Dimension beobachtet. Deutlich wird, dass aus ungleichmäßigen Setzungen eine Sattellage des Gebäudes resultiert (vg. Kap. 2.2.2), welche in der Längsachse des Kirchenschiffes Risse erzeugt. Abbildung 14 zeigt die Nordseite des Gebäudes mit der Lage der Hauptrissbildungen sowie der Setzungslinie. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks wird hier überschritten (vg. Kap. 2.2.2) und Risse sind die Folge (WIGGER, 2000).



Abbildung 14: Südseite der Kirche Uhrde, Setzungslinie und Lage der Hauptrissbildungen

#### 2.4.2 Regionalgeologische Situation

Die Ortschaft Uhrde befindet sich ebenfalls im westlichen Teil des Subherzynikums im direkten Fortstreichen des Schmalsattels der Asse, welcher aus Sedimentgesteinen der Trias („frühes Erdmittelalter“) besteht. Die Asse und ihre südöstliche Fortsetzung stellen eine schmale Aufsattelung („Schmalsattel“) dar, die sich in mehrere Abschnitte unterteilen lässt. Der Uhrder Abschnitt bildet hierbei den südöstlichen Abschluss des Asse-Sattels. Im Bereich der Ortschaft Uhrde (Abbildung 15) bilden vom Liegenden zum Hangenden die Gesteine des oberen Muschelkalks (mo1, mo2) und des Keupers (ku, km) den tieferen Untergrund (WOLDSTEDT 1931).

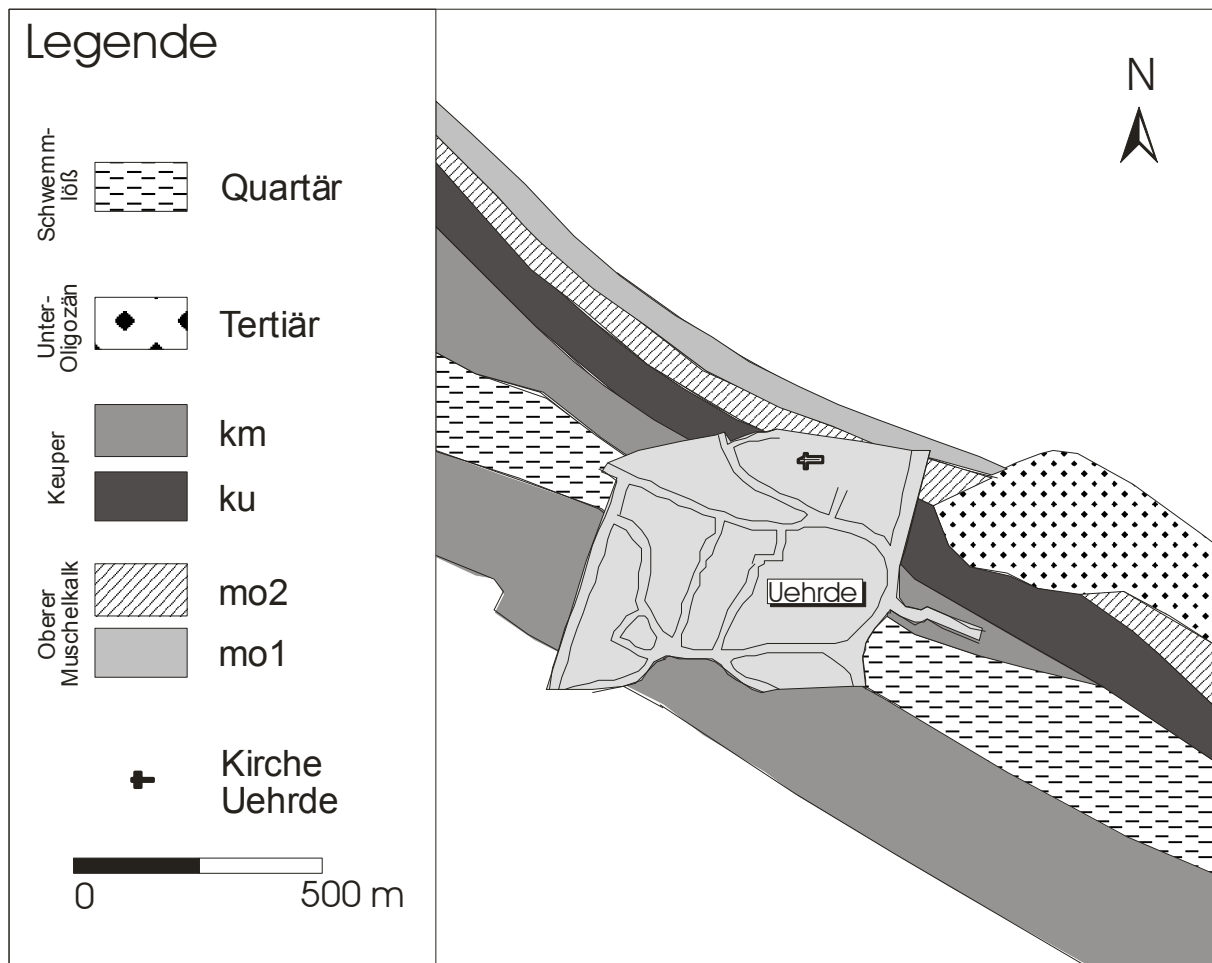


Abbildung 15: Geologische Übersichtskarte Uehrde (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3830 „Schöppenstedt“, 1928)

Die anstehende Schichtenfolge des oberen Muschelkalkes besteht aus einer Wechsellagerung von Kalken und tonig mergeligen Zwischenlagen. Sie erreicht eine Gesamtmächtigkeit von etwa 80 m. Der untere Keuper besteht an seiner Basis aus feinsandigen Letten mit dünnen, löchrigen Kalksteinplatten. Im Übrigen treten bunte, vorwiegend braune und graue Tone auf, die gelegentlich Sandsteine mit kohligen Pflanzenresten enthalten. Im Bereich der Ortschaft Uehrde erreicht der untere Keuper (ku) eine Mächtigkeit von etwa 50 m. Die Schichtenfolge des unteren Keupers bildet im Gelände eine morphologische Hochposition, auf der sich Kirche und Teile der Ortschaft befinden. Der mittlere Keuper ist im Bereich der Ortschaft Uehrde durch eine Steinmergelbank aufgeschlossen, die dem Grenzbereich der intensiv rot gefärbten Mergel der „Roten Wand“ (km3) zum oberen Gips- oder Steinmergelkeuper (km4) zuzuordnen ist. In weiten Teilen von Uehrde werden diese Gesteine von einer in wechselnden Mächtigkeiten anstehenden Deckschicht aus pleistozänen Sedimenten (vorwiegend Löß, bzw. Lößderivaten) bzw. anthropogener Auffüllung mit wechselnder Zusammensetzung überlagert.



Die im Zuge der geologischen und hydrogeologischen Erkundung durchgeführten Maßnahmen (Abbildung 16) ergeben, dass das betroffene Kirchengebäude auf den pleistozänen Sedimenten gegründet wurde, welche von den Gesteinen des unteren Keupers unterlagert werden. Die Gründungsebene befindet sich in einer Tiefe von 1,70 m u.GOK. Aufgrund der Hanglage erreichen die pleistozänen Sedimente Mächtigkeiten von 1,0 bis 4,0 m. Im Bereich des Kirchengebäudes bestehen sie überwiegend aus stark sandigen Schluffen mit wechselnder Kornzusammensetzung.

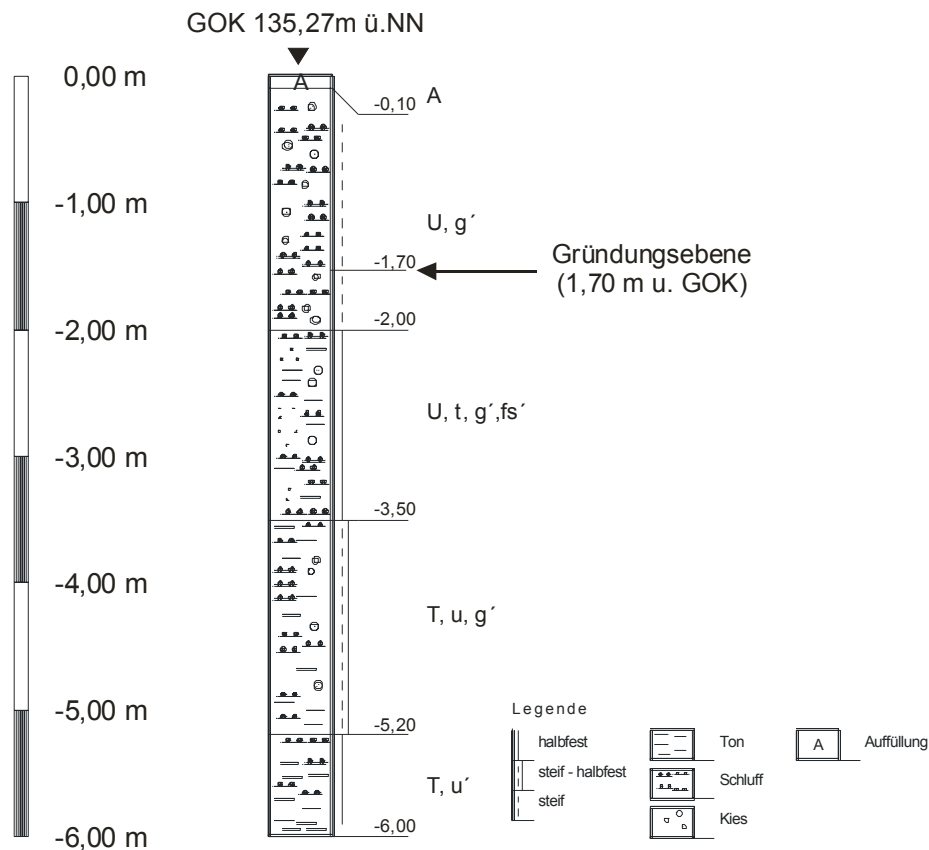


Abbildung 16: Kirchengelände in Uehrde, Bodenaufbau

### 2.4.3 Hydrogeologische Situation

Die Gesteine des oberen Muschelkalkes am Standort Uehrde sind in der Regel klüftig ausgebildet, so dass hier z.T. mit wasserführenden Kluftsystemen zu rechnen ist. Ausgeprägte wasserführende Kluftsysteme sind jedoch aufgrund des Verwitterungszustandes der anstehenden Kalke unwahrscheinlich. Aufgrund des vorliegenden Gebirgsbaus sind allerdings Überlaufquellen an Störungszonen möglich, an denen Wasser aus den tiefer liegenden Horizonten des als potentieller Aquifer zu bezeichnenden unteren Muschelkalks aufsteigen kann. Die Tone und Tonsteine des unteren Keupers im Bereich des Kirchengebäudes stellen Aquicluden dar. Als wasserleitende Schicht ist lediglich die auflagernde Deckschicht von Bedeutung. Die oberflächennahe hydrogeologische Situation in der Deckschicht ist daher mit den Gegebenheiten in Eilum (vgl. Kap. 2.3.3) zu vergleichen.

## 2.5 Das Kirchengebäude der Ortschaft Wittmar

### 2.5.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Wittmar befindet sich ca. 18 km südöstlich von Braunschweig. Erstmals urkundlich erwähnt wurde das Dorf Wittmar 1244 n. Chr. Das Dorf am Fuß des Assesattels entstand ebenfalls als haufenförmige Ansiedlung um einen mittleren Platz. Die Wehrkirche „St. Barbara“ (Abbildung 17), nach der Schutzpatronin der Bergleute, wurde im Süden Wittmars auf einer Anhöhe errichtet. Sie zeigt ebenfalls die übliche Ost-West Ausrichtung. Der Chor liegt im Osten, der heutige Eingang im Westen. Ein genaues Entstehungsdatum der Kirche zu Wittmar ist nirgends vermerkt. Sowohl im Landeskirchenamt Wolfenbüttel als auch im Staatsarchiv Wolfenbüttel sind keine Aufzeichnungen über die Geschichte der Kirche vor dem 17. Jahrhundert zu finden. Vermutlich sind frühere Unterlagen während des dreißigjährigen Krieges (1618-1648) verloren gegangen. Aufschluss über die Entstehung geben lediglich die Stilelemente des Bauwerks. Da das Kirchenschiff sowohl romanische als auch gotische Elemente aufweist und sich neue Stilepochen auf dem Land immer verspätet durchsetzten, ist der Baubeginn der Kirche in der Spätromanik zu vermuten.



Abbildung 17: Das Kirchengebäude in Wittmar

Die Kirche besteht aus zweischaligem Mauerwerk (vgl. Kapitel 2.1) von ca. 0,8 m Stärke. Der wahrscheinlich Ende des 13. Jahrhunderts angefügte Turm wurde Anfang des 20. Jahrhunderts bis auf Traufhöhe abgetragen. Die äußere Schale ist in grobem Quadermauerwerk ausgeführt, innen ist die Kirche verputzt. Die Gesamtlänge des Gebäudes beträgt 17,67 m. Einen Grundriss des Gebäudes zeigt die Abbildung 18.

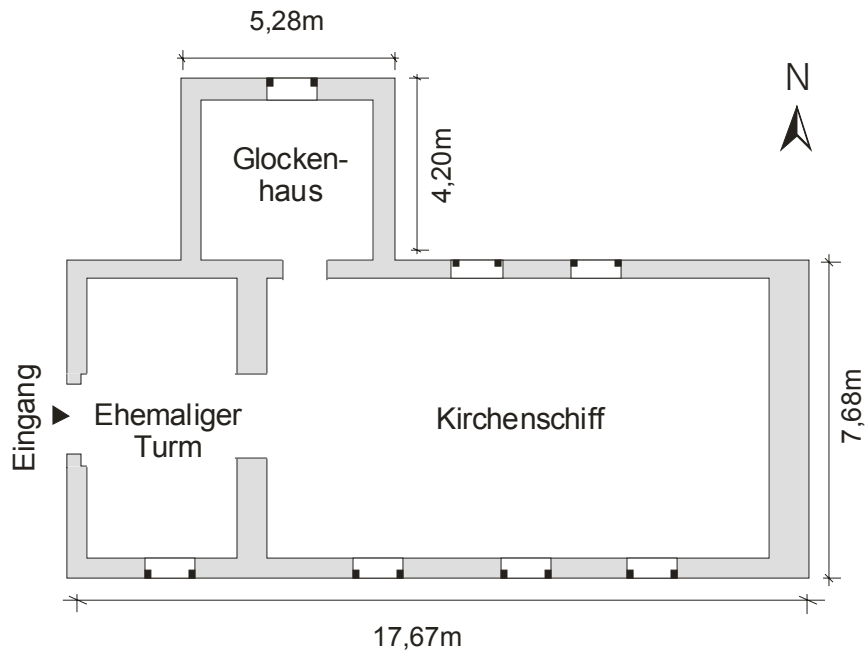


Abbildung 18: Der Grundriss des Kirchengebäudes von Wittmar

Die Bauakte im Landeskirchlichen Archiv dokumentiert das bekannte Bild der Schäden an einem historischen Gebäude im Verlauf der letzten Jahrhunderte. Durch einen Blitzeinschlag in den Kirchturm um 1850 entstand erheblicher Schaden, der zunächst nicht behoben wurde. Als 1902 der Kirchturm einzustürzen drohte, wurde er etwa um die Hälfte seiner ursprünglichen Höhe bis auf Traufhöhe abgetragen und mit einem Satteldach in Verlängerung des Kirchenschiffdaches überdeckt. Bis in die jüngste Vergangenheit zeigten sich weitere Schäden, welche über viele Jahre hinweg nicht behoben wurden, wobei eine nähere Beschreibung der Umstände nur lückenhaft überliefert ist. Seit 1991 werden am Kirchengebäude in einer bislang nicht dokumentierten Dimension Risschäden beobachtet. Deutlich wird, dass aus ungleichmäßigen Setzungen eine Sattellage der Süd-Ost - Seite des Gebäudes resultiert. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks wird hier überschritten (vg. Kap. 2.2.2), und Risse sind die Folge (WIGGER, 2000). Die Abbildung 19 zeigt die Südseite des Gebäudes mit der Lage der Hauptrissbildungen sowie der Setzungslinie.

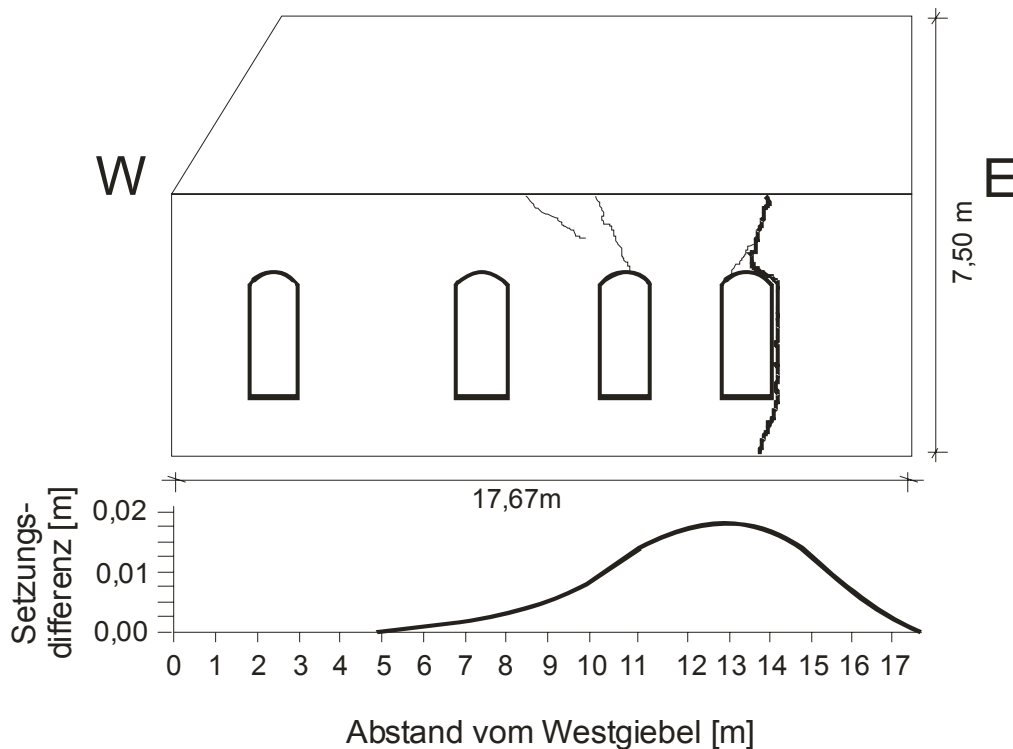


Abbildung 19: Südseite der Kirche Wittmar; Lage der Haupttrissbildungen

In den Jahren 1993/94 kam es zu einer umfangreichen Sanierung des Kirchengebäudes durch Verpressung und Vernadelung des Mauerwerkes, einer vollständigen Ableitung des Regenwassers sowie dem Einsetzen von Zugankern.

### 2.5.2 Regionalgeologische Situation

Die Ortschaft Wittmar befindet sich im westlichen Teil des Subherzynikums, im südwestlichen Randbereich des Asse-Schmalsattels, der aus Gesteinen der Trias (frühes Erdmittelalter) besteht.

Im Bereich der Ortschaft Wittmar bilden vom Liegenden zum Hangenden die Gesteine des unteren Jura (mittlerer Lias) bis zur oberen Kreide (Senon) den tieferen Untergrund. Die Schichtfolge des mittleren Lias besteht überwiegend aus Tonen welche z.T. von Kalkkonglomeraten der unteren Kreide sowie dem Flammenmergel ( $kru_2c$ ) überlagert werden. Die Schichtfolge der Kreide schließt ab mit den plänerartigen (kompakten) Kalken der oberen Kreide ( $kro_4$ ), die nach unten zu grau und glaukonitisch werden und hier Trümmer von glaukonitischen Kalksteinlagen enthalten. Die Schichtfolgen der oberen Kreide bilden im Gelände morphologische Hochpositionen, auf denen sich Teile der Ortschaft Wittmar (Abbildung 20) befinden.

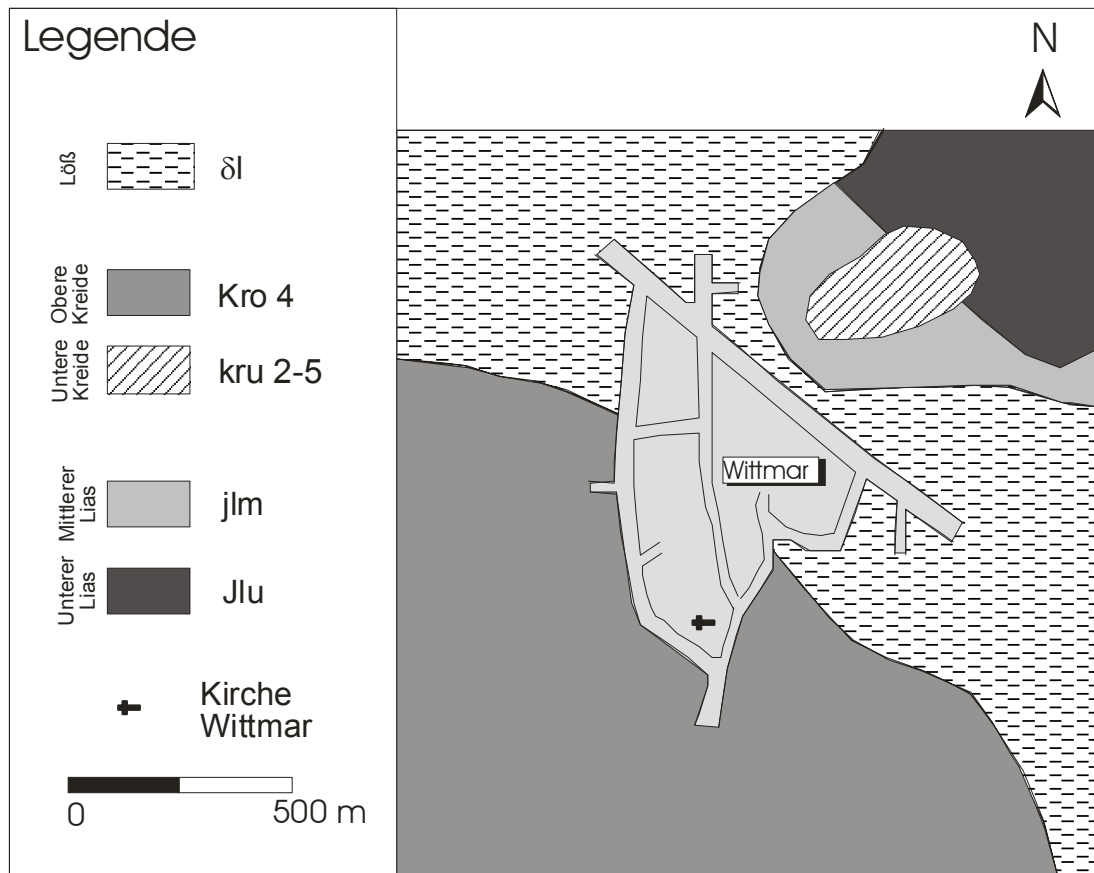


Abbildung 20: Geologische Übersichtskarte Wittmar (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3829 „Wolfenbüttel“, 1928)

In weiten Teilen von Wittmar werden diese Gesteine von einer in wechselnden Mächtigkeiten anstehenden Deckschicht aus pleistozänen Sedimenten (Abschwemmmassen) bzw. anthropogener Auffüllung mit wechselnder Zusammensetzung überlagert. Derartige Abschwemmmassen befinden sich heute bevorzugt in Hanglagen ( $>2^\circ$  Neigung) und bilden hier eine bis zu mehreren Metern mächtige, geschlossene Decke über den verschiedenen Locker- oder Festgesteinen. Sie sind an hangparallel eingeregelter Strukturen und einem blättrigen Gefüge zu erkennen. Die im Zuge der geologischen und hydrogeologischen Erkundung durchgeführten Sondierbohrungen ergaben, dass das betroffene Kirchengebäude auf diesen pleistozänen Sedimenten gegründet wurde. Diese bestehen aus sandigen Schluffen mit wechselnder Kornzusammensetzung (Abbildung 21). Ähnlich wie bei den voran beschriebenen Gebäuden befindet sich auch hier die Gründungsebene des Gebäudes in einer Tiefe von 1,70 m u.GOK.

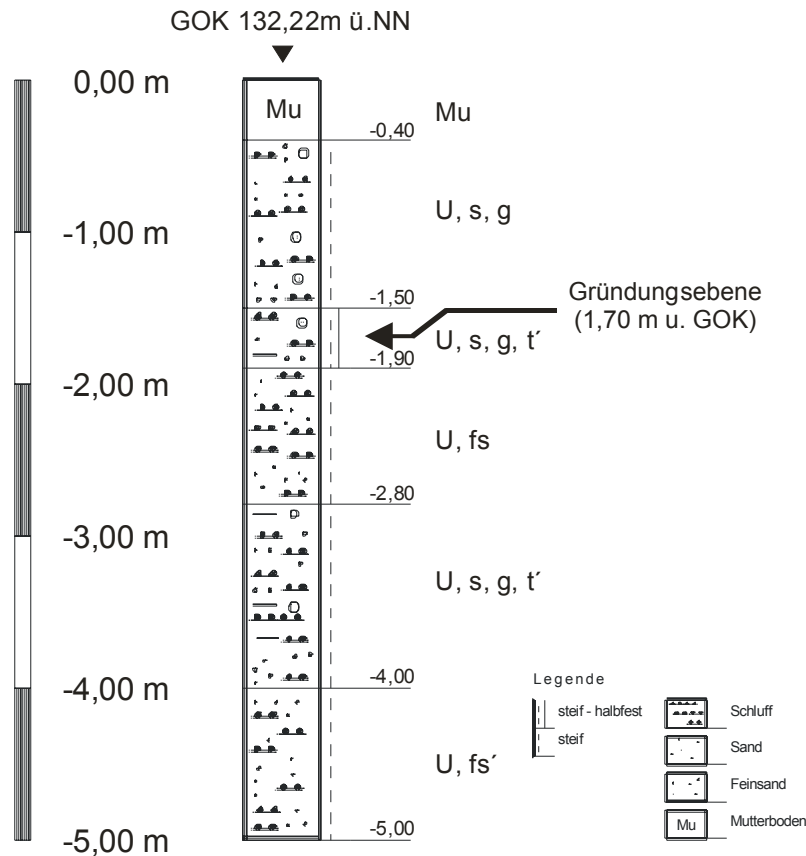


Abbildung 21: Kirchengelände in Wittmar, Bodenaufbau

Durch das Verpressen und Vernadeln des Mauerwerks im Zeitraum 1993/94 konnten erneute Risschäden bis 1996 verhindert werden. Ab dem Spätsommer 1996 traten erneut Schäden auf.

### 2.5.3 Hydrogeologische Situation

Ähnlich der hydrogeologischen Situation in Eilum stellen die jurassischen Tone am Standort Wittmar Aquicluden dar. Die Sedimente der unteren Kreide sind mit Ausnahme des Flammenmergels, der gelegentlich Wasser führt, und mit Ausnahme einzelner geringmächtiger Mergelbänke ebenfalls als Aquicluden zu bezeichnen. Die Plänerkalke der oberen Kreide sind in der Regel klüftig ausgebildet, so dass hier z.T. mit wasserführenden Kluftsystemen zu rechnen ist. Ausgeprägte wasserführende Kluftsysteme sind jedoch aufgrund des Verwitterungszustandes der anstehenden Kalke unwahrscheinlich. Im Bereich des Kirchengebäudes sickern die anfallenden Niederschlagswässer durch die bindige Lockergesteinsdecke der anstehenden Abschwemmmassen und fließen der Geländemorphologie folgend zur Talsohle ab.



## 2.6 Das Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum

### 2.6.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Gilzum befindet sich ca. 15 km südöstlich von Braunschweig. Erstmals urkundlich erwähnt wurde das Dorf im Jahre 1152. Gemäß den Angaben aus dem kirchlichen Güterverzeichnis (Landeskirchliches Archiv) ist der Bau des Kirchengebäudes St. Georg in der zweiten Hälfte des 13. Jahrhunderts zu vermuten.



Abbildung 22: Das Kirchengebäude in Gilzum

Das Gebäude (Abbildung 22) in typischer Ost-West-Orientierung besitzt einen im Westen liegenden Kirchturm mit quadratischem Grundriss von 6,60 m x 6,60 m und einer Wandstärke von 1,20 m. Nach Osten hin folgt das Kirchenschiff mit einer Gesamtlänge von 13,80 m. Die 0,60 m starken Mauern des Kirchenschiffes schließen im Westen mit einem beidseitigen Überschnitt von 0,15 m an das Turmmauerwerk an. Kleinere Anbauten an der Nord- und Südseite wurden Mitte des 18. Jahrhunderts entfernt (MEIER 1906). Zahlreiche Veränderungen am Kirchengebäude wurden jedoch nicht lückenlos dokumentiert. Sicher ist, dass die Anbauten ca. in der Mitte des 18. Jahrhunderts entfernt wurden und in den Jahren 1844/45 eine Verlängerung des Kirchenschiffes von ursprünglich 13,80 m auf 17,30 m nach Osten erfolgte (BRICK et al. 1995). Eine Übersicht über den aktuellen Grundriss des Gebäudes vermittelt Abbildung 23.

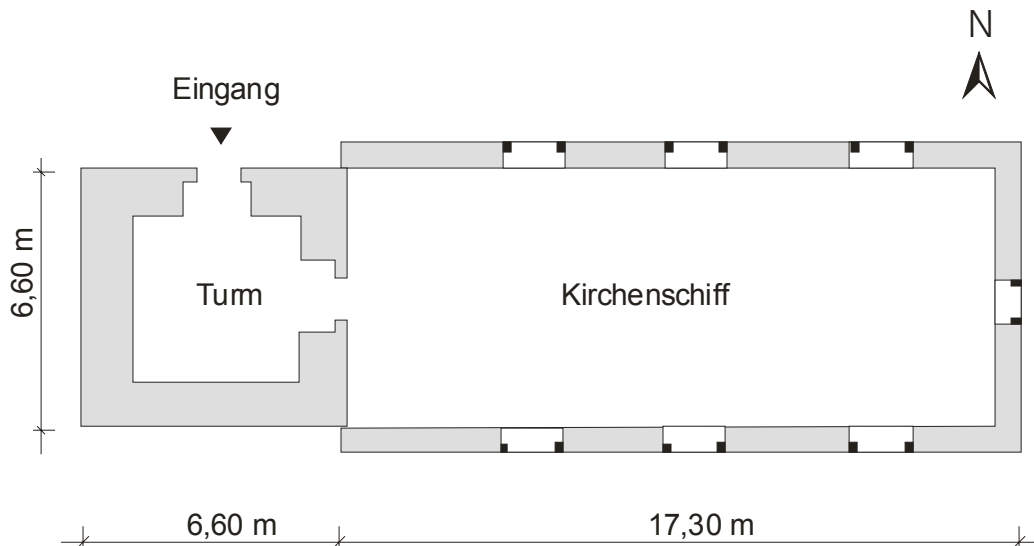


Abbildung 23: Der Grundriss des Kirchengebäudes in Gilzum

Am Kirchenschiff zeigten sich schon im Jahr 1888 erste Risse, wobei eine nähere Beschreibung der Ursachen nicht überliefert ist. Pläne zur Sanierung durch Unterfangung der Anbaufundamente konnten aufgrund fehlender finanzieller Mittel nicht umgesetzt werden. Im Jahre 1934 ereignete sich eine bedenkliche Senkung des Ostgiebels der Kirche, und die historische Bauakte dokumentiert große Risse im Mauerwerk. Nach der Einrichtung einer Regenwasserkanalisation Mitte der 80er Jahre werden seit 1990 am Kirchengebäude erneut in zunehmendem Maße Risschäden beobachtet. Deutlich wird, dass aus ungleichmäßigen Setzungen eine Sattellage der Nordost Seite des Gebäudes resultiert. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks wird hier überschritten (vg. Kap. 2.2.2), und Risse sind die Folge. Abbildung 24 zeigt die Nordseite des Gebäudes mit Lage der Hauptrissbildungen sowie der Setzungslinie. Auf Abbildung 25 ist die Trennung des Kirchenschiffes vom Turm deutlich zu erkennen.



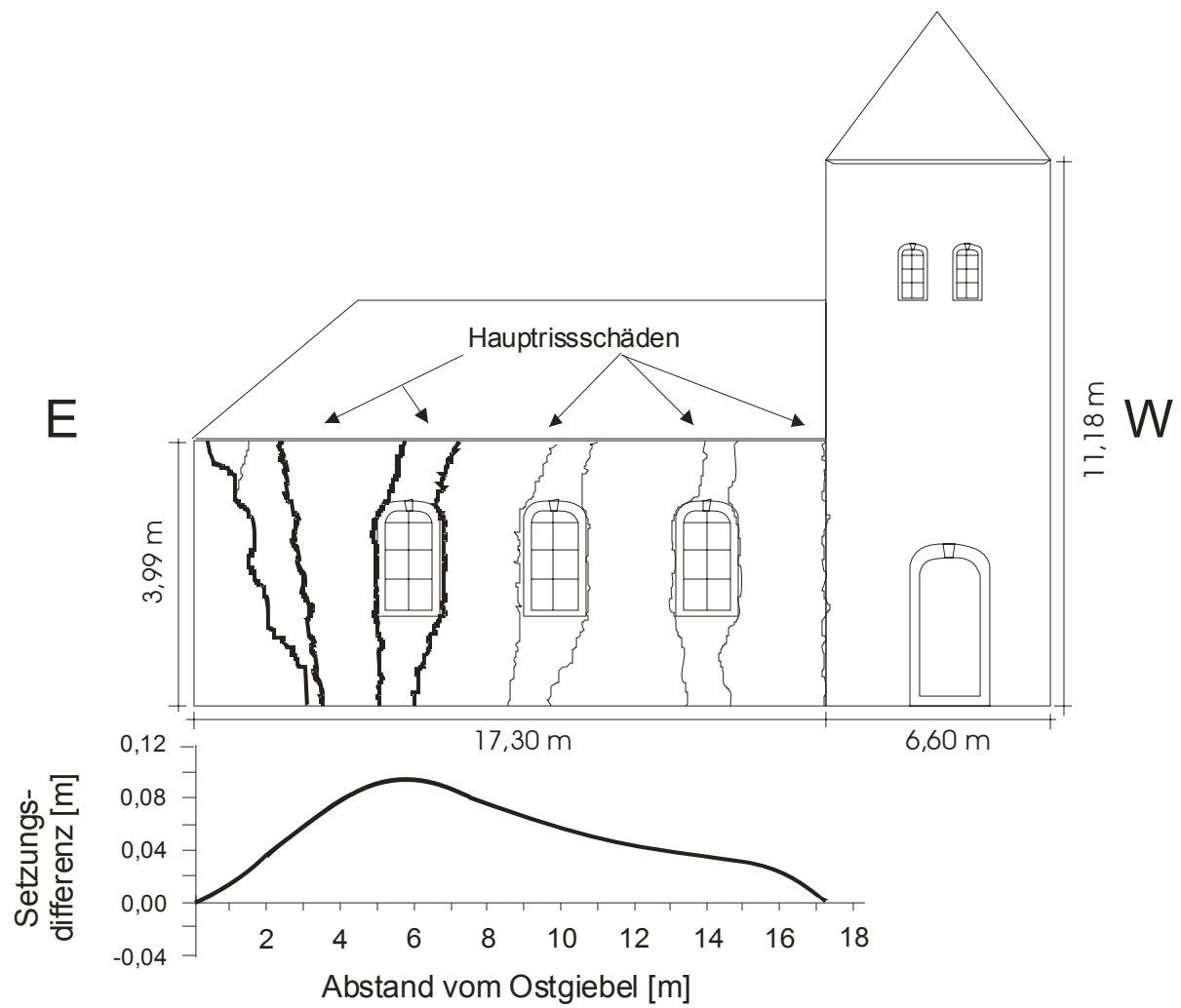


Abbildung 24: Nordseite der Kirche in Gilzum, Haupttrisschäden und Setzungslinie



Abbildung 25: Riss im Ostbereich des Kirchenschiffes (A), Riss zwischen Turm und Kirchenschiff (B)

### 2.6.2 Regionalgeologische Situation

Auch die Ortschaft Gilzum befindet sich im westlichen Teil des Subherzynikums im nördlichen Randbereich der so genannten "Schöppenstedter Mulde" (Abbildung 26).

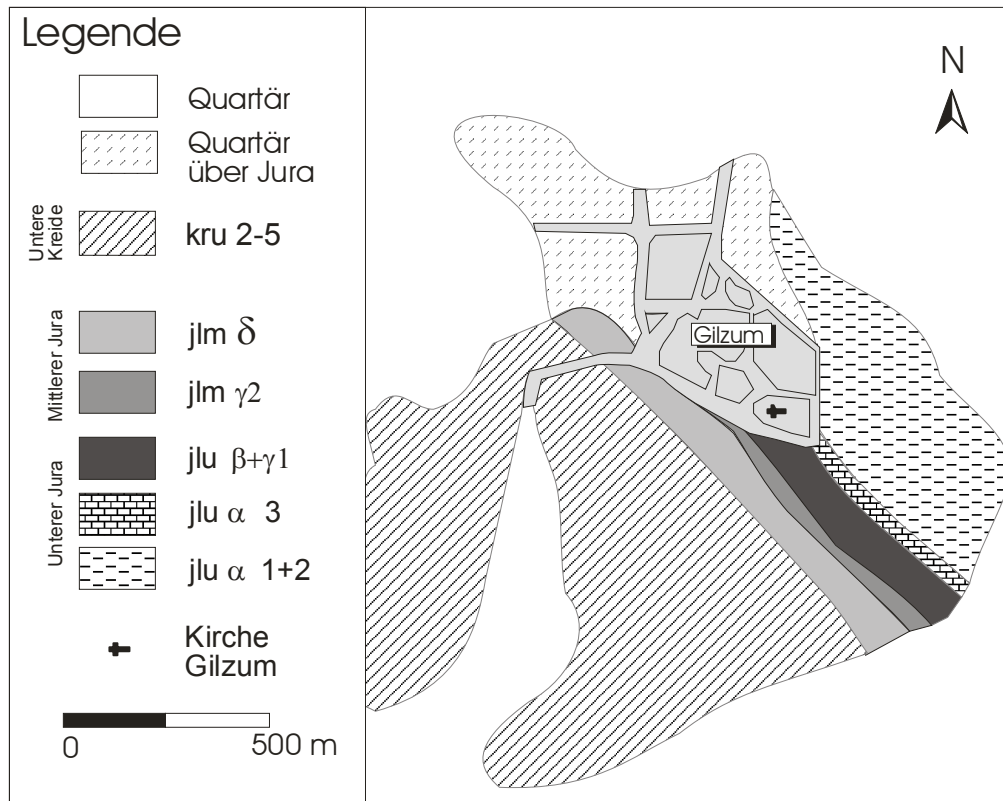


Abbildung 26: Geologische Übersichtskarte Gilzum (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3830 Blatt "Schöppenstedt", 1931)

Im Bereich der Ortschaft Gilzum bilden die Gesteine des unteren Jura (Lias, jlu) den tieferen Untergrund (WOLDSTEDT, 1931). Nach Auswertung des Profilschnittes (vgl. Abbildung 9) erreichen die Schichtfolgen des unteren Jura eine Gesamtmächtigkeit von etwa 180 m und fallen mit ca. 15° nach Südwesten ein.

Die Basis der Schichtfolge besteht überwiegend aus Tonen bzw. Tonsteinen (jlu  $\alpha_{1+2}$ , Mächtigkeit etwa 80 m), in die örtlich Toneisensteinlagen eingeschaltet sind. Darüber lagern pyritreiche oolithische Kalke (jlu  $\alpha_3$ ; Mächtigkeit etwa 8 - 10 m). Ihnen folgen wiederum Tone, bzw. Tonstein mit eingeschalteten Toneisensteinbänken (jlu  $\beta + \gamma_1$ , jlm  $\gamma_2$  und jlm  $\delta$ ; Mächtigkeit etwa 90 m). Der Profilschnitt in Abbildung 28 verdeutlicht die angetroffene regionalgeologische Situation und visualisiert das angetroffene Schichteinfallen nach Südwesten.

Aufgrund der Verwitterungsresistenz bilden die Schichtfolgen im Gelände morphologische Hochpositionen, auf denen die Ortschaft liegt. Die Gesteine werden von einer in wechselnden Mächtigkeiten anstehenden Deckschicht aus pleistozänen Sedimenten (vorwiegend Löß, bzw. Lößderivaten) bzw. anthropogener Auffüllung mit wechselnder Zusammensetzung überlagert.

Die im Zuge der geotechnischen Erkundung durchgeführten Sondierbohrungen und Bohrungen ergaben, dass das betroffene Kirchengebäude bei einer Gründungstiefe von 1,70 m u. GOK auf Tonen bzw. Tonsteinen des jlu  $\beta+\gamma_1$  gegründet wurde, denen eine ca. 1,70 m mächtige Deckschicht auflagert (Abbildung 27). Diese besteht überwiegend aus Sanden und Schluffen mit wechselnder Kornzusammensetzung.

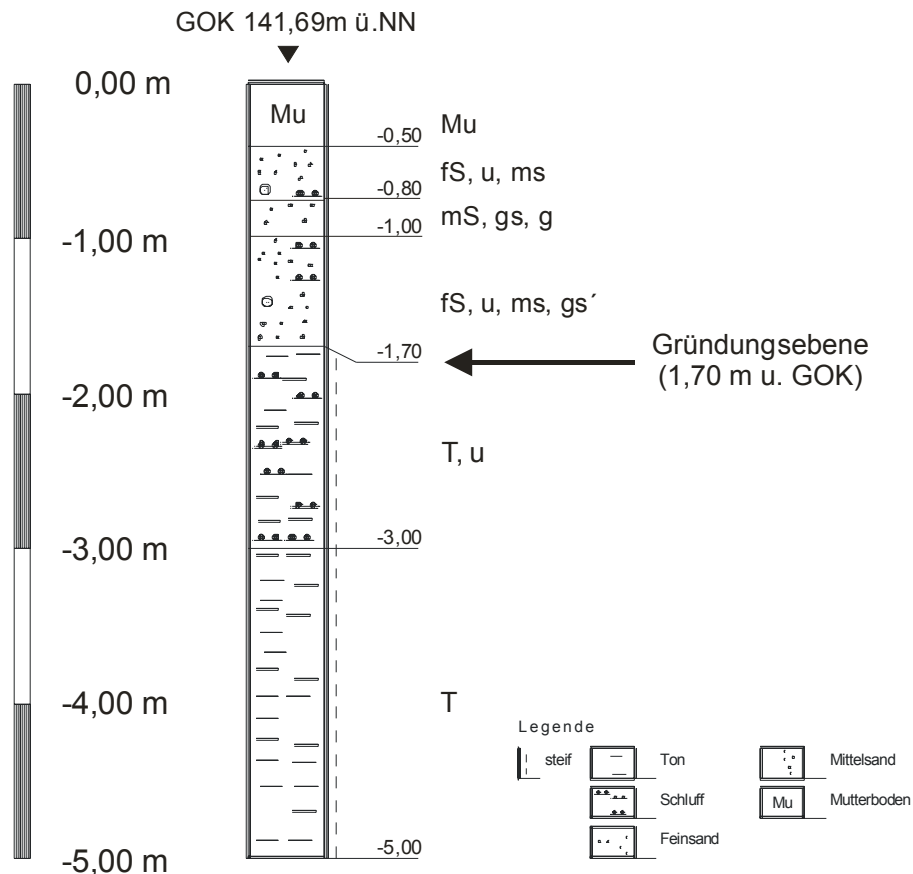


Abbildung 27: Bodenaufbau im Bereich des Kirchengeländes in Gilzum

### 2.6.3 Hydrogeologische Situation

Die Tone und Tonsteine am Standort Gilzum stellen Aquicluden dar. Als potentieller Aquifer kommen nur die Kalksteine des jlu  $\alpha_3$  in Betracht, welche im Umfeld des Kirchengebäudes nicht erbohrt wurden. Ausgeprägte wasserführende Kluftsysteme sind anhand der gegebenen morphologischen und geologischen Situation in Gilzum unwahrscheinlich. Ähnlich der hydrogeologischen Situation an den zuvor beschriebenen Untersuchungsobjekten ist als wasserleitende Schicht lediglich die auflagernde Deckschicht von hydrogeologischer Bedeutung.

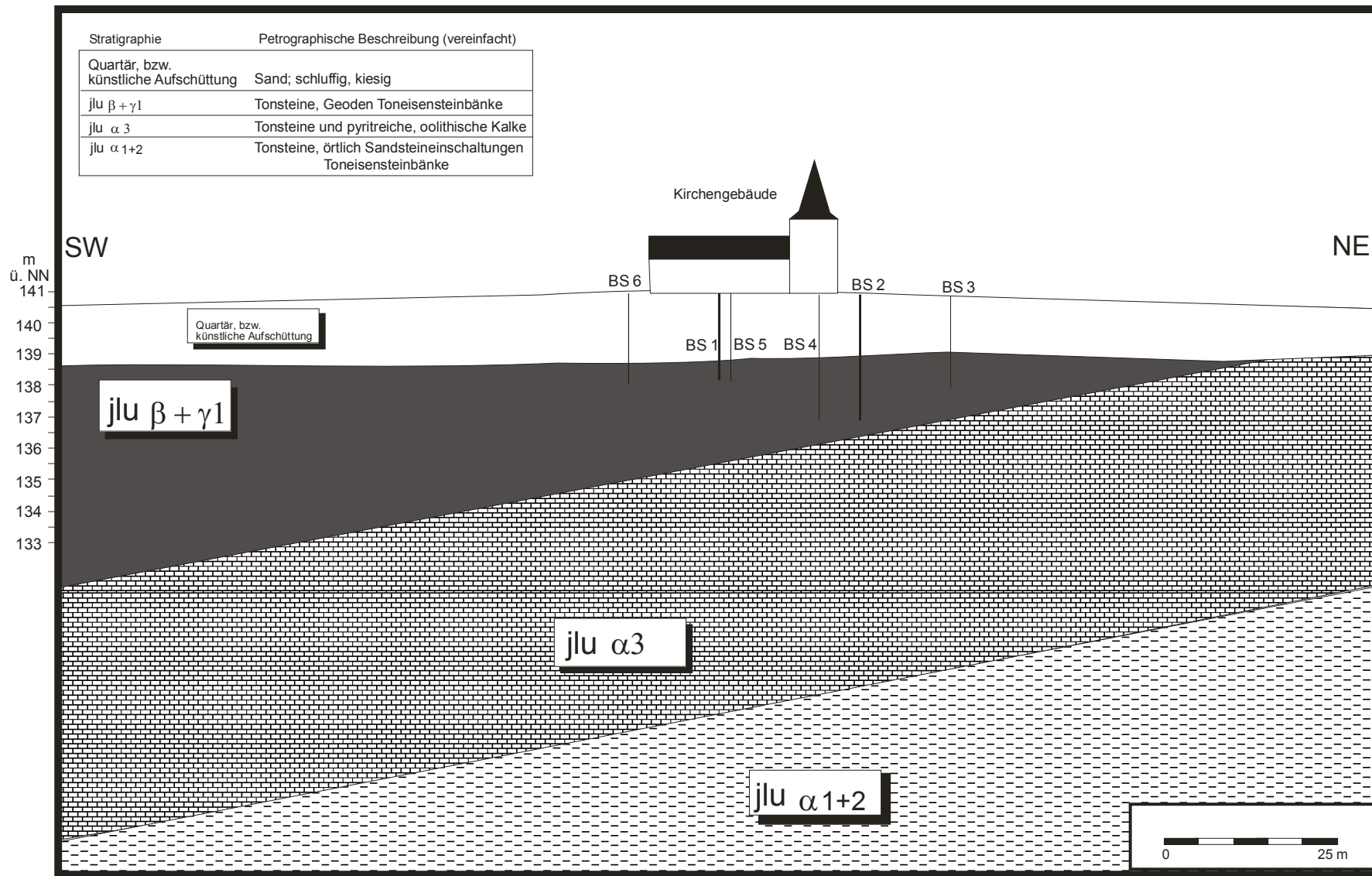


Abbildung 28: Geologischer Profilschnitt im Bereich der Kirche Gilzum

## **2.7 Weitere Schadensfälle**

Die vorgestellten Schadensfälle zeigen deutliche Gemeinsamkeiten in Hinsicht auf das Schadensbild und die wahrscheinliche Schadensursache unter Berücksichtigung des natürlichen Umfeldes. Es ist zu vermuten, dass die bestehenden Risssschäden auf Verformungen des anstehenden bindigen Baugrunds zurückzuführen sind, wobei die Winkelverdrehung der Wandscheiben als Schadensursache betrachtet wird (vgl. Kap. 2.2.2). Verbindendes Element aller Schadensfälle sind vermutlich Veränderungen im Festigkeits- und Verformungsverhalten der anstehenden, bindigen Böden, die sich zum gegenwärtigen Zeitpunkt wie auch in der Vergangenheit durch Rissbildung an der Bebauung dokumentieren.

Von besonderer Bedeutung ist an dieser Stelle die Frage nach der Übertragbarkeit der festgestellten Gemeinsamkeiten von Schadensbild und wahrscheinlicher Schadensursache auf weitere Regionen in Norddeutschland, in denen der strukturgeologische und geotechnische Zusammenhang annähernd identisch ist.

Gemäß den Anforderungen zum Schutz und der Bewahrung historischer Kulturgüter richtete sich das Augenmerk der Untersuchungen zunächst auf historische Kirchengebäude. Schnell wurde jedoch deutlich, dass die auftretenden Schäden unabhängig sind von der Art und vom Alter des Gebäudes.

So zeigt sich eine identische Problematik in Teilbereichen der Ortschaften Vorsfelde und Salzgitter-Thiede an Gebäuden jüngeren Entstehungsdatums. Auch ohne detaillierte Untersuchung aller Schadensfälle zeichnet sich anhand der bestehenden Untersuchungen eine grundsätzliche Problematik der Gründung auf Tonböden dieser Region ab.

### **2.7.1 Das Gemeindehaus der Ortschaft Vorsfelde**

#### **2.7.1.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung**

Die Ortschaft Vorsfelde befindet sich ca. 4 km östlich von Wolfsburg. Am Gemeindehaus (Baujahr 1975) der Ortschaft Vorsfelde wurden im Jahr 1990 erste Risssschäden beobachtet. Die Risssschäden verstärkten sich in der nachfolgenden Zeit und waren im Herbst 1996 der Anlass für eine Untersuchung zu den Ursachen der Bauwerksschäden. Der größte Teil des Gebäudes ist auf Streifenfundamenten flach gegründet. An diesen flach gegründeten Gebäudeteil schließt sich ein kleiner, unterkellierter Gebäudeteil an (Abbildung 29). Das Gemeindehaus befindet sich im Kreuzungsbereich der Wolfsburger Straße mit dem Rektorweg im Osten von Vorsfelde. Das Gebäude liegt an einem leicht nach Südosten abfallenden Talhang des Allerurstromtales. Die Gebäudelängsachse ist dabei parallel zur Richtung der Hangneigung orientiert.

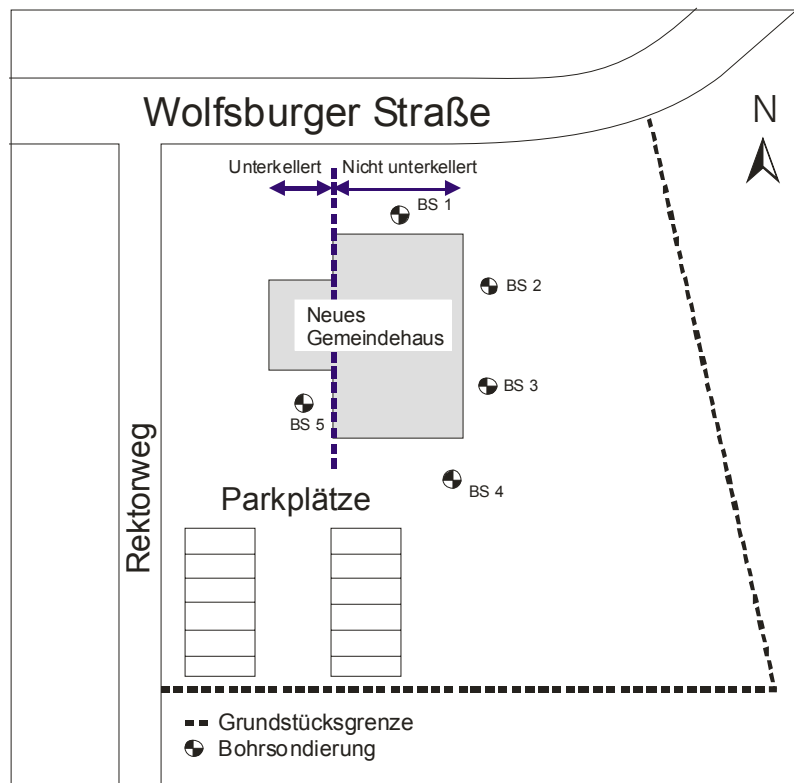


Abbildung 29: Gemeindefeld, Lage der Untersuchungspunkte

#### 2.7.1.2 Regionalgeologische und hydrogeologische Situation

Regionalgeologisch betrachtet befindet sich das Gemeindehaus im Übergangsbereich zwischen der Talniederung der Aller mit ihren späteiszeitlichen und holozänen Sedimenten und der sich daran anschließenden, vorwiegend aus saalezeitlichen Ablagerungen bestehenden Geest. Diese quartären Deckschichten werden von mesozoischen Gesteinen (Einheiten des Erdmittelalters), vermutlich Tonen, unterlagert. Zur Erkundung des anstehenden Untergrundes wurden Sondierarbeiten in unmittelbarer Nähe der Fundamentbereiche durchgeführt (Abbildung 30). Danach stehen unter einem 0,3 - 0,4 m mächtigen humosen Oberboden bis in eine Tiefe von max. 1,00 m u. GOK glaziale Sande und Schluffe des Quartärs an. Darunter folgen bis zur erbohrten Endteufe von 5 m Tone und Schluffe, die vermutlich mesozoischen Ursprungs sind.

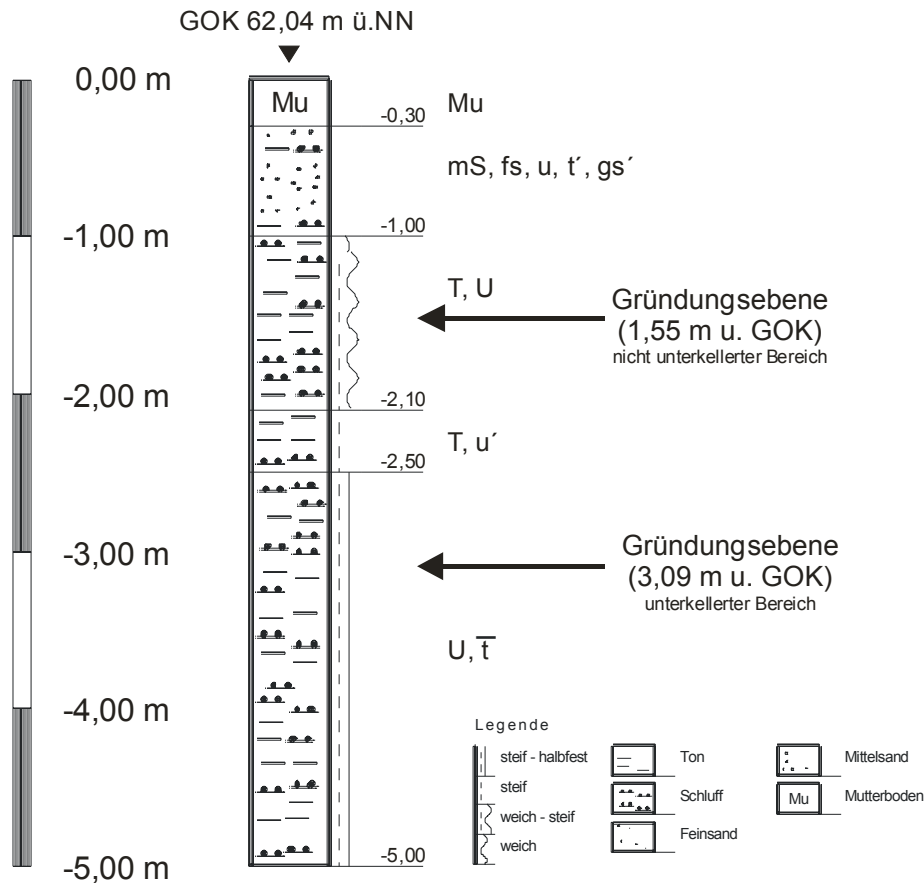


Abbildung 30: Gemeindefhaus Vorsfelde, Bodenaufbau

Hydrogeologisch stellen diese Tone wasserstauende Sedimente dar. Die auflagernden Sande und Schluffe haben hingegen aufgrund ihres höheren durchflusswirksamen Porenvolumens in geringem Maße wasserleitende Eigenschaften. Es ist anzunehmen, dass die Speisung der wasserleitenden Sedimente im Wesentlichen über den Niederschlag erfolgt. Die anfallenden Wässer stauen sich über den nahezu undurchlässigen Tonen auf und fließen der Geländemorphologie folgend in das Allertal ab. Der oberste Bereich der anstehenden Tone und Schluffe liegt in einer Mächtigkeit von etwa 1,10 m in weicher bis steifer Konsistenz vor, darunter gehen die Tone rasch in einen halbfesten Zustand über. Dieser obere Bereich ist als Verwitterungshorizont anzusehen, dessen Wasserhaushalt vermutlich mit dem Niederschlagsangebot schwankt. Gemäß den Ausführungsplänen befindet sich die Gründungsebene des Gebäudes einerseits mit 1,55 m u. GOK innerhalb der beschriebenen Tone und Schluffe, andererseits beträgt die Gründungstiefe im westlichen, unterkellerten Gebäudeteil 3,09 m u. GOK, also deutlich unterhalb des weichen Ton- und Schluffhorizontes. Bei ungleichmäßigen Setzungen führen die unterschiedlichen Gründungstiefen zu Spannungen in der Gebäudekonstruktion, und letztlich zu Rissbildungen in den Wandscheiben.

## 2.7.2 Das Domicil Einrichtungshaus der Ortschaft Salzgitter-Thiede

### 2.7.2.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

An dem von der Domicil Einrichtungshaus GmbH 1988 zwischen Schäferwiese und Danziger Straße in Salzgitter-Thiede errichteten Möbelhaus sind über einen Zeitraum von mehreren Jahren Schäden in der Bausubstanz aufgetreten. Das Schadensbild äußert sich durch Risse in der Bodenplatte sowie Schäden in der Deckenkonstruktion. Die Lage des Gebäudes sowie das Untersuchungsrastraster zeigt die Abbildung 31.

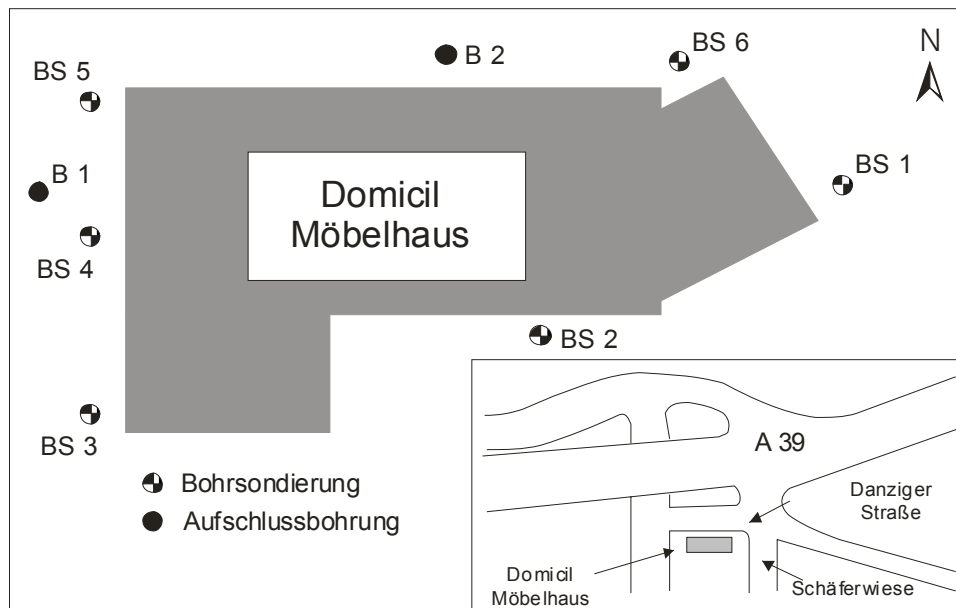


Abbildung 31: Domicil Möbelhaus Salzgitter - Thiede, Lage der Untersuchungspunkte

### 2.7.2.2 Regionalgeologische und hydrogeologische Situation

Das Einrichtungshaus befindet sich am westlichen Rand der Ortschaft Salzgitter-Thiede ca. 12 km südlich von Braunschweig. Dieser Bereich befindet sich im Übergangsgebiet vom mitteleuropäischen Berg- und Hügelland zum norddeutschen Flachland. Geringe Erhebungen zeichnen den geologischen Bau des Mittelgebirges im Kleinen nach. Den tieferen Untergrund bilden die Gesteinsformationen des Mesozoikums (Erdmittelalters), die hier in Sattel- und Muldenstrukturen zutage treten. Diese Festgesteine werden abschließend von quartären, überwiegend pleistozänen (eiszeitlichen) Lockersedimenten überdeckt. Während in den Muldenstrukturen die Mächtigkeit der quartären Ablagerungen um 60 m betragen kann, erreichen diese im Bereich der Sättel nur wenige Meter oder können sogar gänzlich fehlen. In der Regel stellt diese Lockergesteinsdecke den eigentlichen Baugrund dar. Sie besteht vorwiegend aus fluviatilen oder glazifluviatilen Ablagerungen (überwiegend Sand und Kies) und äolischen Sedimenten (Löß).

Der Standort des Domicil Möbelhauses liegt im Bereich des so genannten Thieder Sattels. Hier bilden die Kalk- und Mergelsteine der Oberkreide (mesozoisches Zeitalter) den tieferen Untergrund, der laut Kartenlage von Löß überdeckt wird. Zu beachten ist hierbei, dass diese



Lößablagerungen in der Spätphase der letzten Vereisung (Weichsel-Glazial) durch starke Erosionsprozesse umgelagert wurden und heute als Lößderivate in Mächtigkeiten von mehreren Metern bevorzugt an Hängen und in Geländetiefpunkten zu finden sind. Zur Erkundung des Untergrundes wurden Sondierarbeiten und Aufschlussbohrungen in unmittelbarer Nähe der Fundamentbereiche durchgeführt. Danach wurden unter einer 0,60 – 1,00m mächtigen Auffüllung bis in eine Tiefe von 6,00 m u. GOK tonige Schluffe erbohrt (Abbildung 32). Für die Schluffschichten ergab die Ansprache vor Ort Konsistenzen von weich bis halbfest, wobei die weichen Konsistenzen am stärksten vertreten sind und direkt unter der Auffüllung anzutreffen waren. Mit einer Gründungstiefe von 1,30 m u.GOK ist das Gebäude in den weichen Schluffen gegründet. Entsprechend ihrer petrographischen Zusammensetzung sind die Schluffschichten als Lößderivate anzusprechen.

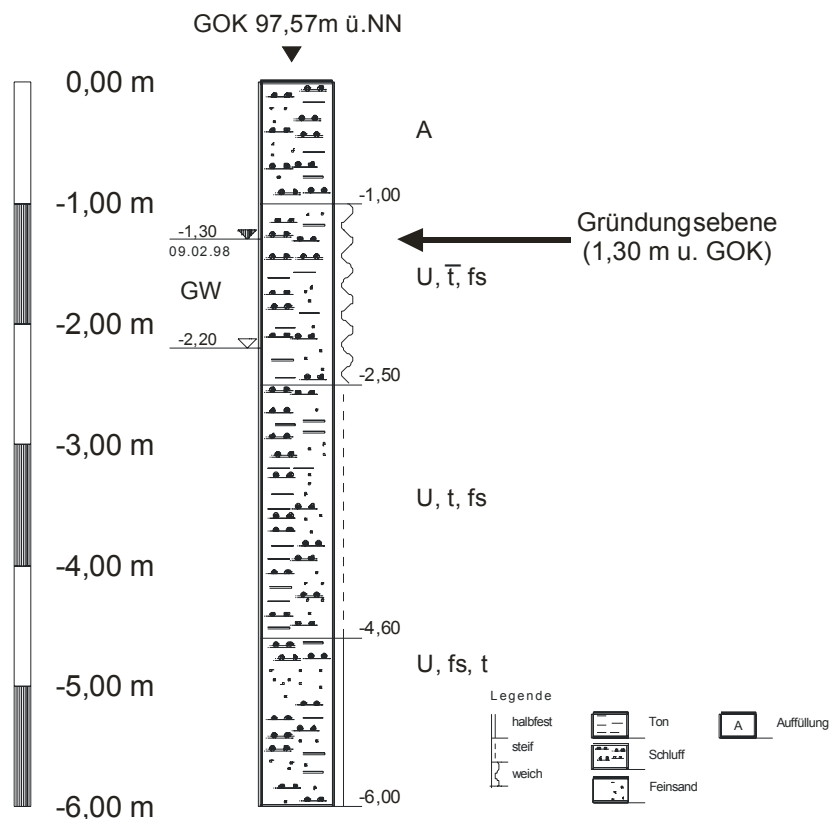


Abbildung 32: Domicil Möbelhaus SZ - Thiede, Bodenaufbau

Analog zu den hydrogeologischen Verhältnissen in Vorsfelde stellen die Lößderivate aufgrund ihres durchflusswirksamen Porenvolumens Grundwassergeringleiter dar, die zur Stau- nässebildung neigen.

## 2.8 Geotechnische Beurteilung der Schadensfälle

Im südöstlichen Niedersachsen (Raum Braunschweig) ist ein häufiges Auftreten von Riss- schäden zu beobachten, das sowohl ältere als auch neue Gebäude betrifft. Die Bauakten der betroffenen Kirchengebäude weisen im Verlauf der Jahrhunderte Schäden durch Nutzung und Witterungseinflüsse an den Bauwerken aus. Die Bauwerke waren in dieser Zeit den na-

türlichen Klimaschwankungen und damit Trocken- und Feuchtperioden ausgesetzt. Bauwerksschäden gab es zu jeder Zeit, doch gehen die Schadensereignisse der letzten 10 Jahre deutlich über das dokumentierte Maß hinaus. Die Gemeinsamkeit aller betrachteten Schadenfälle ist, dass die Gebäude auf bindigen Böden vorwiegend steifer bis halbfester Konsistenz gegründet wurden. Dabei bilden bindige Böden des Mesozoikums und des Quartärs den Baugrund. Zur Beurteilung der betrachteten Schadensfälle sind Senkungsbewegungen, denen strukturgeologische oder petrografische Ursachen zu Grunde liegen, aufgrund der regionalgeologischen Situation als Schadensursache auszuschließen. Auch sind Hangrutschungen auf Schichtflächen und entlang eventueller Kluftsysteme aufgrund der Lagerungsverhältnisse im Zusammenhang mit dem Schadensbild (auch bezogen auf übrige im Ort betroffene Gebäude) und unter Berücksichtigung des regionalen Gebirgsbaues nicht möglich (WOLDSTEDT, 1931).

Im Zuge der durchgeführten Felduntersuchungen wurde deutlich, dass die Probleme mit dem Baugrund nicht auf die betrachteten Gebäude allein begrenzt sind. Betroffen sind alle Gebäude, die auf den anstehenden bindigen Böden gegründet wurden und deren Gründungskonstruktionen gegen ungleichmäßige Setzungen empfindlich sind.

Die Probleme mit dem Baugrund sind dabei seit langem bekannt. Die Ursachen der Rissöffnungen sind ungleichmäßige Setzungen, die vor allem in den Wandscheiben, aber auch in Fußböden zu erhöhten Schnittkräften geführt haben. In den Bereichen größter Beanspruchung entzogen sich die betroffenen Bauteile der Beanspruchung durch Bildung von Rissen (WIGGER, 2000). Eine Überprüfung der historischen Gebäude, zunächst nach Augenschein, und in regelmäßigen Abständen durch einen Tragwerksplaner, erbrachte bisher keine Gefährdung durch eine nicht mehr gegebene Aufnahme und Ableitung der Lasten. Einmal entstandene Risse wirken hier bei weiteren Baugrundbewegungen als Gelenke, an denen sich das Bauwerk durch Rissweitenänderung der Beanspruchung aus den Baugrundbewegungen entziehen kann, ohne zunächst die Lastabtragung zu beeinträchtigen.

In allen betrachteten Fällen sind anthropogene Eingriffe durch Baumaßnahmen in jüngerer Zeit nicht erfolgt. Ursache für jahreszeitlich bedingte Baugrundverformungen können damit grundsätzlich sowohl Plastifizierungen durch Überschreitung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses als auch Volumenveränderungen infolge von Quell- und Schrumpferscheinungen sein. Makroskopisch lassen die anstehenden Böden zunächst kein Gefahrenpotential erkennen. Hydrogeologisch handelt es sich um Aquicluden (Grundwasserstauer), die abgesehen von zirkulierenden Porenlösungen (Bergfeuchte) und einem oberflächennahen Feuchtigkeitsaustausch mit den meteorischen Wässern offenbar keine nennenswerte Wasserführung aufweisen.

Ziel der folgenden Untersuchungen ist es daher, die Mechanismen der Baugrundverformungen durch ein detailliertes Labor- und in-situ Untersuchungsprogramm zu erfassen und zu beschreiben. In diesem Schritt erlangt die Interaktion Klima - Boden - Bauwerk besondere Bedeutung.

Aufgrund der klimatischen Verhältnisse und der Ergebnisse der bodenmechanischen Klassifizierung (vgl. Kapitel 4) sind Plastifizierungen und eine Überschreitung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses auszuschließen.

Bodenverformungen sind daher nur durch Veränderungen im Wassergehalt der Tone beschreibbar und offenbar an die natürlichen Randbedingungen geknüpft.

### **3     Struktur natürlicher Tone und Tonböden**

Verbindendes Element aller betrachteten Schadensfälle ist die Gründung der Gebäude auf Tonböden. Schäden an Bauwerken infolge der Gründung auf bindigen Böden sind vielfach Gegenstand von wissenschaftlichen Veröffentlichungen. So berichtet PLACZEK (1983) über das Schrumpfen bindiger Böden als Ursache von Bauwerksschäden. Auch LACKNER (1991) und MEISSNER (1996) berichten von Gebäudeschäden infolge Schrumpfsetzungen bindigen Baugrunds. Häufiger Interpretationsansatz zur Beurteilung der Schäden ist der Prozess des Quellens und Schrumpfens bindiger Böden aufgrund der Anwesenheit von quellfähigen Tonmineralen. Diese können in Abhängigkeit vom Wassergehalt erhebliche Volumenänderungen erfahren. Im Fall der vorliegenden Untersuchungen kann die Anwesenheit quellfähiger Tonminerale ausgeschlossen werden (vgl. Kap. 4, Bodenmechanische Untersuchungen). Es müssen also andere Prozesse wirken, welche zu den dargestellten Verformungen führen. Zur Identifikation dieser Prozesse ist es zunächst erforderlich, Struktur und Textur von Tonmineralen zu betrachten. Diese Betrachtung bildet die Basis zur Interpretation des Festigkeits- und Verformungsverhaltens auf einer bodenphysikalischen, bodengenetischen Grundlage.

#### **3.1     Struktur und Aufbau der Tone**

Die am Aufbau eines bindigen Bodens beteiligten Tonminerale werden grundsätzlich nach dem Schichttyp, der Art der Zwischenschichtbesetzung und der Höhe der negativen Nettoladung pro Formeleinheit in die Kaolinit-, Smectit-, Vermiculit-, Glimmer- und Chloritgruppe unterteilt. Ihre chemische Zusammensetzung, insbesondere ihr Gehalt an Nebenbestandteilen, kann auch bei gleichem Mineraltyp aufgrund unterschiedlichster Genese und Stratigrafie in weiten Grenzen variieren.

Die Strukturen der Tonminerale bestehen aus Schichten dichtgepackter O- und OH-Ionen, in deren Zwischenräumen kleine Kationen wie Si, Al, Fe und Mg als Zentralkationen eingelagert sind. Die Zentralkationen neutralisieren den negativen Ladungsüberschuss der O- und OH-Ionen. Silizium als Zentralkation bindet im Aufbau eines Tonminerals 4 O-Ionen. Das neue Molekül mit der Koordinationszahl 4 nimmt dabei die geometrische Form eines Tetraeders (T) an. Aluminium, Eisen und Magnesium hingegen bilden mit 6 O- oder OH-Ionen oktaedrische Ringe (O) der Koordinationszahl 6. Alle Tetraederzentren sind durch Zentralionen besetzt. Von den Oktaederzentren können ebenfalls alle  $\frac{3}{3}$  (trioctaedrisch) oder nur  $\frac{2}{3}$  (dioktaedrische Besetzung) besetzt sein. Unter  $\frac{2}{3}$  Besetzung fehlt also jedes dritte Zentralion.

Tetraeder- und Oktaederschichten als Basisschichten sind über gemeinsame O-Ionen miteinander verknüpft. Je nach Art der Basisschichtfolge entstehen Zweischicht- (TO, 1:1 Tonminerale, Abbildung 33) und Dreischichttonminerale (TOT, 2:1 Tonminerale).

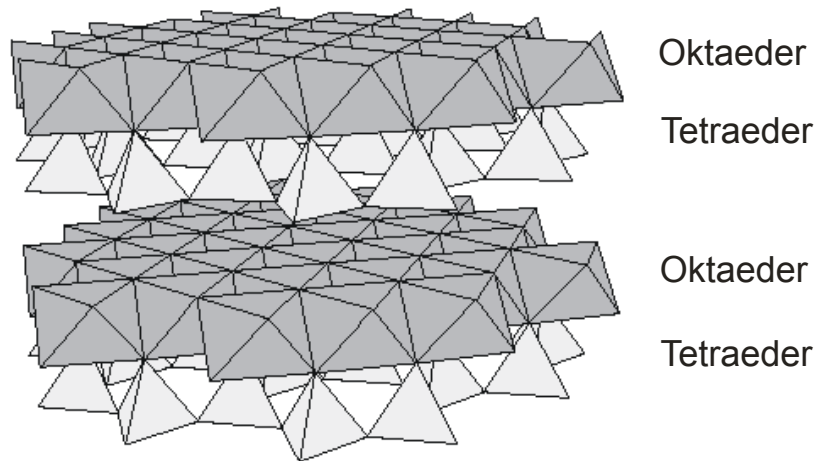


Abbildung 33: Aufbau eines Zweischicht - Tonminerals am Beispiel des Kaolins

Dort, wo innerhalb einer Silicatschicht die positive Ladung aller Zentralkationen gleich der negativen Ladung aller Anionen (O, OH) ist, ist die Silicatschicht neutral. Werden demgegenüber bei der Bildung des Tonminerals Zentralkationen eingelagert, die zwar ihrer Größe nach in die Tetraeder- und Oktaederlücken passen, jedoch eine andere Ladung haben (isomorpher Ersatz), fallen die Ladungsschwerpunkte nicht mehr zusammen. Dies führt, da die Zahl der O- bzw. OH-Ionen fixiert ist, zu negativem Ladungsüberschuss. Die negative Überschussladung wird durch die positive Ladung von Kationen oder von positiv geladenen Hydroxidschichten ausgeglichen, welche die Silicatschichten auf diese Weise zusammenhalten. Bei manchen Dreischichtmineralen (Smectite) ist der Zusammenhalt jedoch so schwach, dass sich die Zwischenschichtkationen mit einer Wasserhülle umgeben und die Silicatschichten auf diese Weise auseinander drängen. Erhebliche Volumenschwankungen sind die Folge. Dieser Mechanismus führt zu dem in der wissenschaftlichen Literatur häufig beschriebenen Mechanismus des Quellens und Schrumpfens bindiger Böden unter Anwesenheit quellfähiger Tonminerale. Dieser Mechanismus kann im Fall der vorliegenden Untersuchungen ausgeschlossen werden (vgl. Kap. 4), und es erfolgt im Weiteren eine Interpretation der Verformung unter Berücksichtigung des Bodens als poröses System. Der Wasserbindung unter Berücksichtigung des Potentialkonzeptes wird dabei besondere Aufmerksamkeit gewidmet.

## 3.2 Bodenphysikalische Eigenschaften

### 3.2.1 Kräfte im Interaktionsfeld Tonmineral – Porenraum

Tonminerale dürfen unter Berücksichtigung des verformungswirksamen Gesamtsystems Boden nicht als isolierte Bestandteile betrachtet werden. Somit ist der Interaktion Tonmineral / Porenraum besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Diese Betrachtungsweise erfordert, die Bestandteile natürlicher Böden als Bodenkolloide näher zu untersuchen und zu beschreiben. Kolloide bilden keine in sich geschlossene, chemisch definierte Stoffgruppe. Vielmehr

muss mit dem Begriff Kolloid ein Zerteilungszustand beschrieben werden, den jeder Stoff erhalten kann. Mit dem Grad der Zerteilung und Zerkleinerung nimmt die spezifische Oberfläche, welche das Verhältnis der Gesamtoberfläche aller Teilchen zum umschlossenen Volumen beschreibt, zu. Die wachsende spezifische Oberfläche, und mit ihr eine Zunahme der Grenzflächenkräfte, stellt somit eine wesentliche Bedingung für das Wasserbindevermögen eines Bodenkolloids (Tonen) dar. Eine kurze Darstellung der Bodenbildung verdeutlicht diesen Vorgang. Befindet sich ein Ton im kolloiddispersen Zustand (Sol) sind Brownsche Molekularbewegung und Gravitationsbewegung im Gleichgewicht. Einzelne Tonpartikel sind dann so weit voneinander entfernt, dass sie sich in jeder Richtung frei bewegen können. Solange die Kolloide gleichsinnige elektrische Ladungen tragen, müssen die Abstoßungskräfte größer als die von ihrem Zentrum ausgehenden VAN DER WAALSschen Anziehungskräfte sein. Durch einen Wechsel der Elektrolytzusammensetzung kann das Kolloid entladen werden, bis es elektrisch neutral reagiert. Bei der anschließenden Flockung (Koagulation) bilden mehrere Kolloid-Ton-Teilchen feine Aggregate, die als Gele bezeichnet werden können. Ein derartiges Gel sedimentiert im Gravitationsfeld unter Ausbildung eines wasserreichen Festkörpers.

Wassergesättigte Tonböden können zunächst als feste, kohärente Masse (Gel) erscheinen. Bei mechanischer Beanspruchung können sie ohne Änderung des Wassergehaltes durch Thixotropie in eine breiige Zustandsform (Sol) übergehen.

### **3.2.2 Wasserbindung**

Die sedimentierten Substratpartikel sind aufgrund unterschiedlicher Ladungsträger auf ihrer Oberfläche nicht elektrochemisch neutral und von polaren Flüssigkeiten wie Wasser leicht benetzbar. Als Maß der Benetzbarkeit gilt der Winkel  $\delta$ , der sich zwischen der freien Wasseroberfläche und der Festkörperoberfläche einstellt. LUTZ et al. (1987) definieren die folgenden Randwinkel (Benetzungswinkel) zur Unterscheidung zwischen benetzbaren und nicht benetzbaren Materialien.

Tabelle 2: Randwinkeldefinition der Benetzbarkeit

Benetzbarkeit	Randwinkel $\delta$ [°]
Vollständig benetzbar	$\delta = 0^\circ$
Unvollständig benetzbar	$0^\circ < \delta < 90^\circ$
Nicht benetzbar	$90^\circ < \delta < 180^\circ$

Zu den gut wasserbenetzbaren Feststoffen, deren Oberflächenspannung größer als die des Wassers ist, zählen die anorganischen Stoffe (Böden). In Böden haben fast alle Mineralien polare Eigenschaften. Sie besitzen positive oder negative Oberflächenladungen. Aufgrund des Dipolcharakters des Wassers haben die Oberflächen das Bestreben, sich mit den Ionen (Anionen, Kationen) des Wassers zu binden und es zu absorbieren. Im Einzelfall bei sehr hohen Grenzflächenspannungen überzieht das Bodenwasser das gesamte Korngerüst.

An den Grenzflächen zwischen Bodenpartikeln und flüssiger Phase wirken molekulare (VAN DER WAALSSCHE) sowie Coulombsche Kräfte an vorwiegend negativ geladenen Sorptionsträgern. Zu beachten ist, dass diese als Adhäsionskräfte die Kohäsionskräfte des Wassers bei weitem übertreffen können, und Wasser an die Bodenpartikel gebunden wird. Nebenprodukt dieser Wasserbindung an den Bodenpartikeln ist die frei werdende Benetzungswärme, welche abhängig vom betrachteten Boden ist. Je höher der Anteil feiner Bodenpartikel mit großer spezifischer Oberfläche ist, umso stärker ist die Benetzung. Das derart gebundene Wasser wird als Adsorptionswasser bezeichnet. Um die in einem Boden durch Adsorption von Wasser gebundene Energie wieder freizusetzen, muss dementsprechend Energie zugeführt werden. Zu beachten ist auch, dass der Porenraum entscheidenden Anteil an der Wasserbindung besitzt. Aufgrund der angeführten Überlegungen muss Wasser in Feinporen aufgrund der dort herrschenden Bindungsintensität fester gebunden sein als in Mittel- und Grobporen.

KUNTZE et al. (1994) zeigen, dass bei der Betrachtung der Oberfläche eines Tonminerals sowie der adsorbierten Wasserdipole die in unmittelbarer Nähe der Tonmineraloberfläche angelagerten Wasserdipole als hygroskopisches Wasser und Schwarmwasser einer Bindungsenergie von - 5 bis - 40 MPa unterliegen. Dabei ist zu beachten, dass nur Wasser der äußeren Wasserhüllen mit einer Bindungsintensität von bis zu max. - 0,6 MPa als bewegliches Wasser der Vegetation zur Verfügung steht (Abbildung 34).

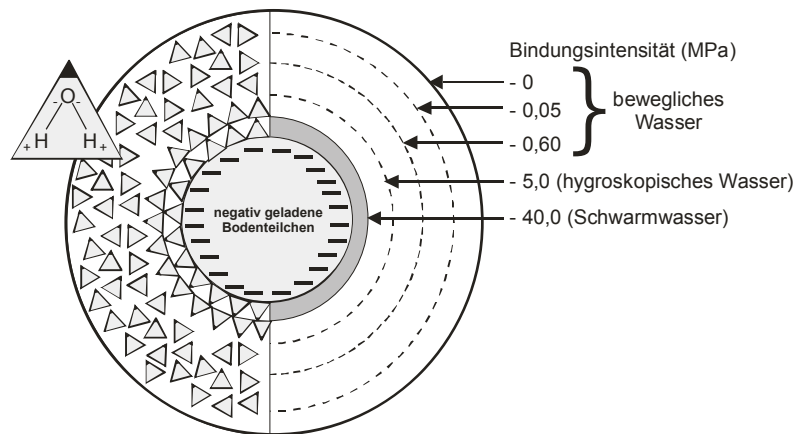


Abbildung 34: Bindungsintensität um ein Bodenteilchen

Die Wirkung dieser Kräfte schwindet bei einer Lagerungsdicke von ca.  $10^{-6}\text{m}$  (HARTGE UND HORN, 1989) und ist abhängig vom Wasserangebot, den im Wasser gelösten Ionen und den Oberflächeneigenschaften der Bodenkörner. Der Einfluss der Molekularkräfte bewirkt Veränderungen der physikalischen Eigenschaften des Wassers. So kann die Viskosität des durch Adsorptionskräfte gebundenen Wassers um das hundertfache größer als die des freien Wassers in den Poren sein (HARTGE UND HORN, 1989).

Nun bestehen Böden nicht wie in diesem vereinfachten Modell aus in sich selbständigen Einzelteilchen. Daher ist es für eine Gesamtbetrachtung des Porensystems notwendig, die Überlagerung der mit Adsorptionswasser umgebenen Bodenteilchen zu betrachten. Wenn zwei mit Adsorptionswasser umgebene Bodenteilchen einander berühren, überlagern sich im unmittelbaren Kontaktbereich die Wasserfilme zum Porenwinkelwasser. Unter mehrdimensionaler Ausbildung entstehen schließlich vollständig mit Wasser gefüllte Kapillaren (Abbildung 35).

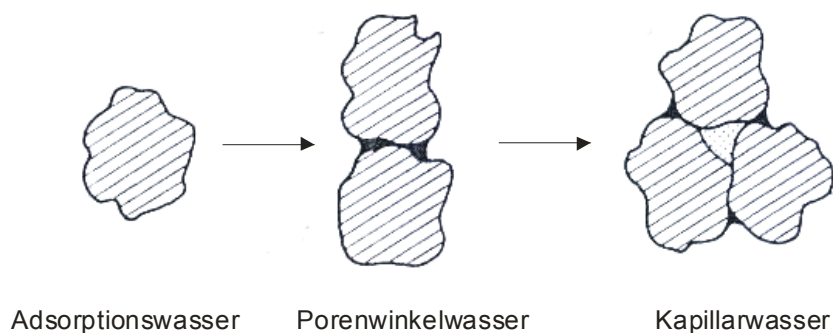


Abbildung 35: Bindungsformen des Bodenwassers

HEIBROCK (1996) bezeichnet diese Bindungsform des Bodenwassers als Kapillar- oder Porensaugwasser. Kapillarität kann im Porensystem des Bodens nur entstehen, wenn bei guter Benetzung der Substratoberfläche die allseitige Adhäsion durch das Substrat größer ist als die Kohäsion innerhalb der aufsteigenden Wassersäule. Ein derartiges Zusammenwirken von Adhäsion und Kohäsion führt in einem nächsten Schritt zur Ausbildung von Menisken mit



einer Oberflächenspannung in der aufsteigenden Wassersäule. Der Oberflächenspannung im Meniskus entspricht ein negativer Druck der am Meniskus hängenden Wassersäule. Wasser wird demnach im schwammförmig vernetzten Kapillarsystem des Bodens bis zu einer Höhe aufsteigen, in welcher der atmosphärische Druck ( $P_A$ ) mit der am Meniskus wirkenden Kapillarspannung ( $P_C$ ) im Gleichgewicht ist (Abbildung 36).

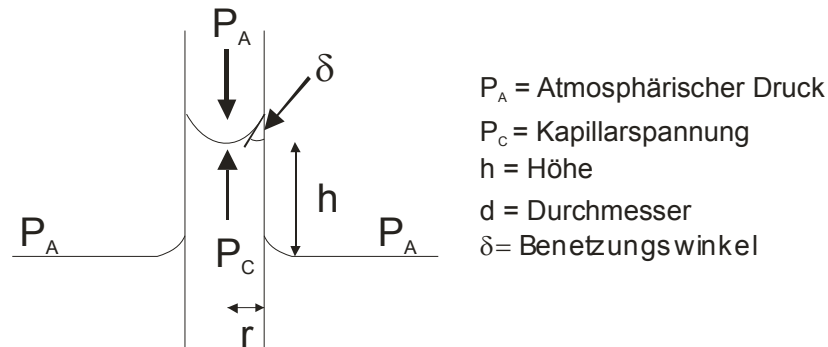


Abbildung 36: Kapillarität im Porensystem

Die abwärts gerichtete Kraft ist dabei gegeben durch die Höhe ( $h$ ) und den porenraumbedingten Querschnitt ( $\pi r^2$ ) der Wassersäule, welche am Meniskus hängt, multipliziert mit der Dichte ( $\rho$ ) des Wassers und der Erdbeschleunigung ( $g$ ). Aufwärts gerichtet wirkt die Oberflächenspannung ( $\sigma_w$ ) des Wassers, multipliziert mit dem porenraumabhängigen benetzten Umfang ( $2\pi r$ ) und dem Benetzungswinkel ( $\delta$ ).

Unter der Annahme eines unendlich kleinen Benetzungswinkels ( $\delta = 0$ ,  $\cos \delta = 1$ ) für Wasser ergibt sich für die kapillare Steighöhe folgende Beziehung des Kapillaritätsgesetzes (Gleichung 1; KUNTZE, 1994):

$$h \cdot \pi r^2 \cdot \rho \cdot g = \sigma_w \cdot 2\pi r \cdot \cos \delta$$
$$h = \frac{2\sigma}{\rho \cdot g \cdot r}$$

Gleichung 1 mit:

$h$	=	Höhe
$\pi r^2$	=	porenraumbedingter Querschnitt
$\rho$	=	Dichte des Wassers
$g$	=	Erdbeschleunigung
$\sigma_w$	=	Oberflächenspannung des Wassers
$2\pi r$	=	benetzter Umfang
$\delta$	=	Benetzungswinkel

Die Höhe, um die eine Wassersäule in einer Kapillare gehoben wird, ist demnach umgekehrt proportional zu deren Durchmesser. Je kleiner die Kapillare, umso höher ist deren Kapillarität.

### 3.2.3 Intensität der Wasserbindung, Potentialkonzept

Die beschriebenen Adhäsionskräfte aus der Verbindung Bodensubstrat - Wasser bewirken, zusammen mit weiteren von außen einwirkenden Kräften, die Bewegung des Porenwassers. Die zuvor ausgeführten Ursachen dieser Kräfte (vgl. Kap. 3.2.2) kennzeichnen diese Bewegung noch nicht ausreichend, so fehlen Angaben über Größe und Richtung der Bewegung. Diese sind im heterogenen System Boden sehr verschieden, auf engem Raum wechselnd und damit schwer zu definieren. Im Weiteren erfolgt daher eine Betrachtung der Wasserbewegung auf der Grundlage einer bodenphysikalischen Betrachtungsweise. Hierzu ist es wichtig, in einem ersten Schritt die Kräfte in ihrer Interaktion Bodensubstrat - Wasser zu betrachten, um Aussagen über den Energiezustand, das Potential, zu tätigen, das sie verrichten können.

BUCKINGHAM (1907) verwendete als Erster den Begriff des Potentials zur Beschreibung der Bindung und Bewegung des Wassers im Boden. Bodenphysikalisch ist das Potential des Bodenwassers der auf eine bestimmte Menge Wasser bezogene Arbeitsinhalt, der notwendig ist, um eine Mengeneinheit Wasser (Volumen, Masse oder Gewicht) von einer freien Wasserfläche auf eine bestimmte Höhe in einer Pore (Kapillare) zu heben oder in dieser der Bodenmatrix zu entziehen. Die Anwendung des Potentialkonzeptes ermöglicht daher, alle Bewegungsvorgänge des Bodenwassers zusammenhängend zu beschreiben. Die Wasserbewegung erfolgt immer von Stellen höheren Potentials (höherer potentieller Energie) zu Stellen niedrigeren Potentials. Die Wasserbewegung hält solange an, bis an allen Stellen das Gesamtpotential den gleichen Wert aufweist. YONG (1993) definiert damit das Gesamtpotential als Summe der verschiedenen im Boden auftretenden Teilpotentiale (Gleichung 2).

$$\psi = \psi_m + \psi_z + \psi_g + \psi_o$$

Gleichung 2 mit:

$\psi$	=	Gesamtpotential
$\psi_m$	=	Matrixpotential
$\psi_z$	=	Gravitationspotential
$\psi_g$	=	Gaspotential
$\psi_o$	=	Osmotisches Potential

Das Potentialkonzept stellt damit die bodenphysikalische Definition der in der Bodenmechanik bekannten Begriffe Kapillarität und Sickerwasserströmung dar. Das Matrixpotential umfasst alle durch die Matrix (Bodensubstrat) auf das Wasser ausgeübte Einwirkungen. Von besonderer Bedeutung sind hier die Adsorptions-, Kohäsions- und Kapillarkräfte. Je weniger Wasser ein Boden enthält, umso stärker binden die matrixbedingten Kräfte (vgl. Abbildung 34) das vorhandene Wasser an das Substrat, und umso schwerer ist es dem Boden zu ent-

ziehen. Da die Auswirkung des Matrixpotentials auf das Wasser der des Gravitationspotentials entgegengesetzt ist, kommt ihm ein negatives Vorzeichen zu. Die Definition des Gravitationspotentials ergibt sich aus der Notwendigkeit der Wirkung des Gravitationsfeldes der Erde auf das Bodenwasser. Das Bezugsniveau für das Gesamtpotential wird so gewählt, dass das Gravitationspotential von einer freien Wasserfläche nach oben zunehmende Beträge und somit ein positives Vorzeichen erhält.

Durch zugeführte Energie, z.B. in Form von Wärme, wird im Boden die Wasserbindungsenergie (potentielle Energie) überwunden und in freie (kinetische) Energie überführt. Bei Wasserbindung wird umgekehrt Wärme frei. Allgemein gilt, dass für den Entzug von Adsorptionswasser wesentlich höhere Energien aufgewendet werden müssen als für den Entzug von Kapillarwasser.

Dem 1. Hauptsatz der Thermodynamik folgend sind alle Energieformen einander gleichwertig und damit vollständig austauschbar, wobei das Bodenwasser sich immer von Stellen höheren Potentials zu solchen niedrigeren Potentials bewegt. Wird dementsprechend ein teilgesättigter Boden mit einem negativen Matrixpotential mit einer freien Wasserfläche mit dem Potential Null in Kontakt gebracht, so steigt im Boden solange Wasser auf, bis Gleichgewicht zwischen Adsorptions-, Kohäsions- und Kapillarkräften einerseits und Gravitationskräften andererseits herrscht. Unterhalb einer freien Wasserfläche tritt anstelle des Matrixpotentials das piezometrische Potential. Dieses nimmt mit positiven Vorzeichen mit seinem Messabstand von der freien Wasserfläche zu. An jeder Stelle des in Abbildung 37 vereinfacht dargestellten Zusammenwirkens der Teilpotentiale kompensieren diese sich zum Gesamtpotential Null.

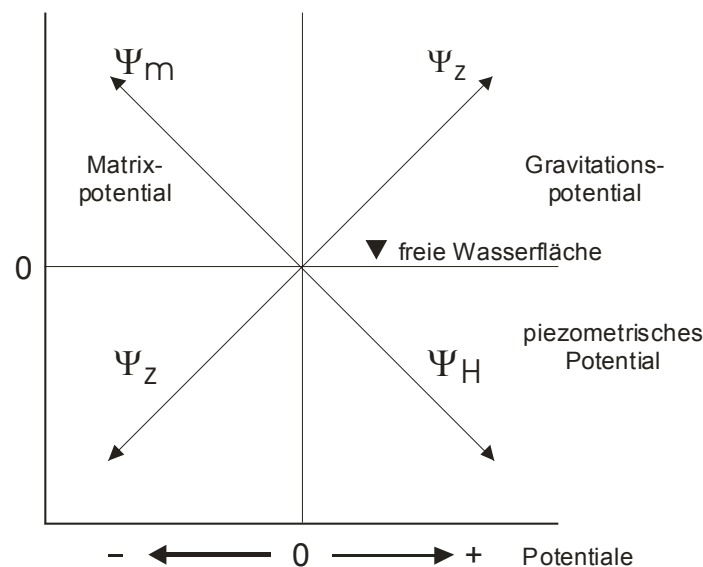


Abbildung 37: Potentiale des Wassers im Boden

Da in einem Boden niemals reines Wasser vorliegt, wird das Gesamtpotential zusätzlich durch das osmotische Potential und das Gaspotential beeinflusst. Der Anteil des osmoti-

schen Potentials ist abhängig vom Anteil gelöster Salze und erhält in marin abgelagerten Tonserien eine Bedeutung, die nicht vernachlässigt werden darf. Eine Berücksichtigung des Gaspotentials hingegen ist nur notwendig, wenn der Luftdruck des Bezugsniveaus nicht mit dem Luftdruck im betrachteten Bodenkörper übereinstimmt.

Deutlich wird anhand dieser Betrachtungsweise, dass sich in Böden bei Entzug von Wasser erhebliche negative Potentiale (Porenwasserspannungen) aufbauen können. Größe und Richtung der Wasserbewegung sind damit allein von Potentialunterschieden abhängig. Die Theorie der Porenwasserspannung in einem thermodynamischen Zusammenhang ist daher in einem nächsten Schritt näher zu beschreiben.

### 3.3 Porenwasserspannungen

Die Theorie der Porenwasserspannungen (Matrixpotential) ist seit dem 19. Jahrhundert in der Bodenphysik verankert. Seit 1965 wird die Porenwasserspannung in einem thermodynamischen Zusammenhang beschrieben (HARTGE UND HORN, 1989). Die Porenwasserspannung ist definiert als freie Energie des Bodenwassers. Die freie Energie des Bodenwassers kann als Bedingung des Wasserdampfpartialdruckes des Bodenwassers gemessen werden. Die thermodynamische Beziehung zwischen der Porenwasserspannung und dem Wasserdampfpartialdruck des Bodenwassers kann dementsprechend formuliert werden als:

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right)$$

Gleichung 3 mit:

$\psi$	=	Porenwasserspannung
$R$	=	universelle Gaskonstante [8,31432 J / (mol K)]
$T$	=	absolute Temperatur ( $T = 273 + t^{\circ K}$ )
$t^{\circ}$	=	Temperatur
$v_{w0}$	=	spezifisches Volumen von Wasser [inverse Dichte des Wassers ( $1/\rho_w$ in $m^3/kg$ )]
$\rho_w$	=	Dichte des Wassers (998 $kg/m^3$ , bei $t = 20^{\circ}C$ )
$\omega_v$	=	molekulare Masse von Wasserdampf (18,016 $kg/kmol$ )
$\bar{u}_v$	=	Partialdruck des Wasserdampfes (kPa)
$\bar{u}_{v0}$	=	Sättigungsdampfdruck des Wassers über einer flachen Wasseroberfläche bei gleicher Temperatur

Die Gleichung beschreibt, dass der Dampfdruck über einer Wasserfläche die Referenz zur Bilanzierung der Porenwasserspannung darstellt. Der Term  $\bar{u}_v/\bar{u}_{v0}$  wird als relative Luftfeuchtigkeit (in %) bezeichnet. Die Porenwasserspannung ist Null, wenn die relative Luftfeuchtigkeit 100 % beträgt. Dementsprechend muss im geschlossenen System mit einer Abnahme der Luftfeuchtigkeit (bzw. des Wasserdampfpartialdruckes) eine Zunahme der Porenwasser-

spannung verbunden sein. Die Porenwasserspannung kann damit definiert werden durch ihre Beziehung zum Wasserdampfpartialdruck. Diese Beziehung wird als Totalpotential der Wasserspannung bezeichnet und muss im Porensystem des Bodens in das Matrixpotential und das osmotische Potential getrennt werden.

### 3.3.1 Matrixpotential

Das Matrixpotential im Porenraum eines Substrates steht im Gleichgewicht mit der Oberflächenspannung des Wassers und dem Wasserdampfpartialdruck. Die Schnittstelle Luft / Wasser besitzt die Eigenschaft der Oberflächenspannung des Wassers. Die Oberflächenspannung ergibt sich aus den molekularen Kräften der Flüssigkeit in Wechselwirkung mit dem überlagernden Medium Luft. Alle Moleküle im Innern der Flüssigkeit besitzen gleiche Kräfte in allen Raumrichtungen (1 in Abbildung 38). Es existiert ein Kräftegleichgewicht. Ein Wassermolekül an der Oberfläche entwickelt demgegenüber ein Kräfteungleichgewicht, da die molekularen Kräfte in Richtung des Flüssigkeitsinnern ausgerichtet sind (2 in Abbildung 38). Damit die Oberfläche im Kräftegleichgewicht mit der Flüssigkeit ist, hat sie das Bestreben ihre Fläche zu verkleinern, um eine ideal kugelförmige Struktur zu bilden (3 in Abbildung 38). Es entwickelt sich eine temperaturabhängige Zugkraft, welche als Oberflächenspannung an der Kugel- und Wasseroberfläche bezeichnet wird.

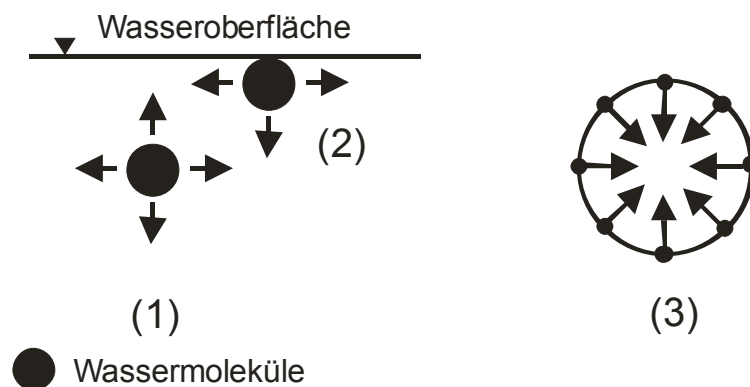


Abbildung 38: Definition der Oberflächenspannung, Kräfte an der Oberfläche und im Innern von Flüssigkeiten

Demnach ist die Oberflächenspannung als potentielle Energie definiert, die benötigt wird, die Oberfläche einer Flüssigkeit um ein Flächenstück zu vergrößern. Diese potentielle Energie muss ebenfalls überwunden werden, um ein Wassermolekül aus dem Innern der Flüssigkeit durch die Oberfläche zu entfernen.

Im Porenraum kann die Oberfläche des Wassers als flexible, zweidimensionale Membran (Meniskus) betrachtet werden, welche von unterschiedlichen Drücken auf jeder Seite beeinflusst wird. Dabei nimmt der Meniskus, vergleichbar mit einem Ballon, eine konkave Krümmung in Richtung des höheren Potentials an. Bilden sich im geschlossenen Porenraum hohe Adhäsionskräfte der Bodenmatrix auf das Bodenwasser aus, muss der konkave Krümmungsradius des Meniskus zunehmen. Nimmt der Krümmungsradius zu, vergrößert sich die

Oberfläche, und die Luft-Wasser-Grenzfläche wird von einer größeren Anzahl von Wassermolekülen aufgebaut. Durch die größere Anzahl von Molekülen in der Grenzschicht wird der Übertritt des Wassers in die Dampfphase erschwert, und es bildet sich ein neues Gleichgewicht zwischen Matrixpotential und Wasserdampfpartialdruck des Porenraumes aus.

Das Matrixpotential ist damit definiert als Wasserdampfpartialdruck über einer Porenlösung, relativ zum Wasserdampfpartialdruck über einer freien Wasseroberfläche bei gleicher Temperatur. Das Porenwasser befindet sich im Gleichgewicht mit dem Wasserdampfpartialdruck der Gasphase. Der Porenluftdruck wird als atmosphärisch angenommen. Der Krümmungsradius der Kapillare ist damit invers proportional zur Differenz zwischen Porenluftdruck und Porenwasserspannung und wird als Matrixpotential bezeichnet.

### 3.3.2 Osmotisches Potential

Das Porenwasser in Böden kann durch gelöste Salze beeinflusst werden. In Böden humider Klimate, wie sie in den betrachteten Fallbeispielen vorliegen, tritt seine Präsenz häufig kaum in Erscheinung. Ausnahmen bilden im Bereich humiden Klimas z.B. frisch abgelagerte Marschen oder auch mit Meerwasser überflutete Flächen. Bei einer entsprechenden Genese des Bodens darf die durch osmotische Prozesse hervorgerufene Porenwasserspannung nicht unberücksichtigt bleiben. Das osmotische Potential ist definiert als Wasserdampfpartialdruck über einer salzhaltigen Porenlösung relativ zum Wasserdampfpartialdruck über einer Fläche reinen Wassers bei gleicher Temperatur. Bodenphysikalisch entspricht das osmotische Potential damit einem Energiebetrag, der aufgewendet werden muss, um der Bodenlösung eine Einheitsmenge reinen Wassers durch eine semipermeable Membran zu entziehen.

### 3.3.3 Gesamtpotential

Unter Berücksichtigung der bodenphysikalischen Vorgänge lässt sich damit das Gesamtpotential im Porensystem in Anlehnung an YONG (1933) als freie Energie des Porenwassers definieren. Das Matrix- und osmotische Potential sind Komponenten dieser freien Energie. In Form eines Gleichungssystems kann der Zusammenhang folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$\psi = (u_a - u_w) + \psi_o + \psi_g$$

$$\psi = \text{Gesamtpotential}$$

$$(u_a - u_w) = \text{Matrixpotential}$$

$$u_a = \text{Porenluftdruck}$$

$$u_w = \text{Porenwasserspannung}$$

$$\psi_o = \text{osmotisches Potential}$$

$$\psi_g = \text{Gravitationspotential}$$

### 3.4 Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf das Gesamtpotential

Die anstehenden Böden sind den natürlichen Schwankungen der klimatischen Randbedingungen ausgesetzt. Die Abbildung 39 zeigt qualitativ die Schwankungsbreite der Porenwasserspannung in Böden bei Abtrocknung und Durchfeuchtung unter der Annahme eines tief liegenden Grundwasserspiegels. Die hydrostatische Linie verdeutlicht den Gleichgewichtszustand zwischen dem Matrixpotential und dem Gravitationspotential im Porensystem des Bodens. In diesem Gleichgewichtszustand finden keine Fließbewegungen statt (vgl. Kap. 3.2.3). Durch einen Energieeintrag, z.B. in Form von Sonneneinstrahlung, wird dem Boden von der Geländeoberfläche ausgehend Wasser durch den Prozess der Evaporation entzogen. Die Reduktion des Wassergehaltes führt zu einem Anstieg der Porenwasserspannung und damit zu einer aufwärts gerichteten Wasserbewegung. Eine Durchfeuchtung durch Niederschläge (Precipitation) führt zur Umkehrung der Fließprozesse.

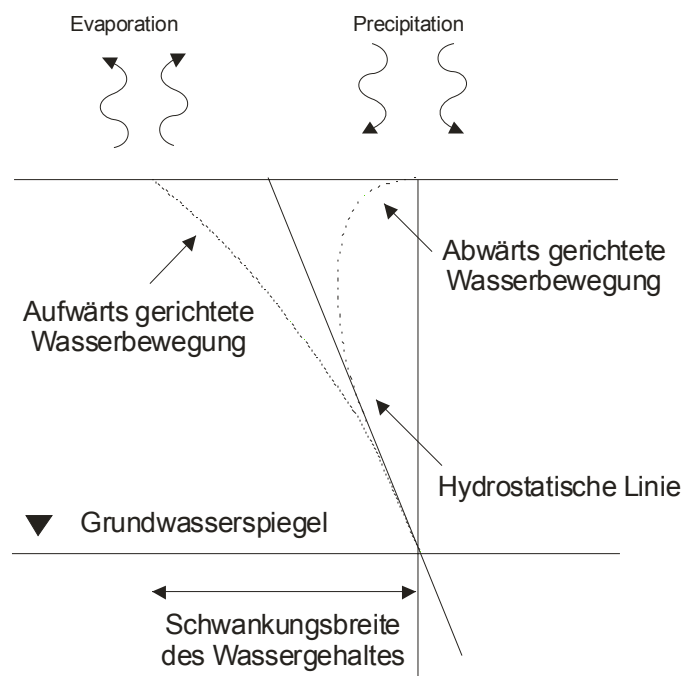


Abbildung 39: Qualitative Schwankungsbreite des Wassergehaltes bei Abtrocknung und Durchfeuchtung

DORSEY (1940) beschreibt in diesem Zusammenhang den Einfluss der Vegetation auf den Wassergehalt von Böden aufgrund der Evapotranspiration, welche die Evaporation von der unbewachsenen Geländeoberfläche sowie die Verdunstungsleistung der Vegetation berücksichtigt. TAYLOR und ASHCROFT (1972) definieren eine aktive Zone mit Zugspannungen von bis zu 2 MPa, welche durch den Wasserbedarf der Vegetation auf das Porenwasser wirken können. Die auf das Porenwasser aufgebrachte Spannung durch Evaporation bzw. Evapotranspiration ist eine allseitige Spannung (FREDLUND et al., 1993). Der Entzug von Porenwasser führt damit zu einer Konsolidation und möglichen Teilsättigung eines betrachteten Bodenelements.

Wird in einem nächsten Schritt die Zugfestigkeit der Bodenmatrix durch Spannungszuwachs überschritten, kommt es zu Rissen in der aktiven Zone. In Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen sind die Böden einem ständigen Wechsel von Abtrocknung und Durchfeuchtung ausgesetzt. Veränderungen im Spannungsniveau des Porenwassers sind die Folge. Übersteigt das Jahresmittel der Evapotranspiration den Niederschlag, wird dem Boden Wasser entzogen und die Wasserbilanz ist negativ. Die Porenwasserspannungen müssen in ihrer Wirkung einen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens besitzen. Inwieweit sie zu einer qualitativen bzw. quantitativen Veränderung des in der Bodenmechanik wichtigen Verformungsverhaltens und der Festigkeitseigenschaften führen, ist in einem nächsten Schritt durch ein detailliertes Labor – und Feldversuchsprogramm zu untersuchen.



#### **4     Bodenmechanische Untersuchung der betrachteten Böden**

Neben der Analyse der aufgetretenen Gebäudeschäden unter Berücksichtigung des geologischen und hydrogeologischen Kontextes wurden die an den Beobachtungsobjekten anstehenden bindigen Böden nach bodenmechanischen Gesichtspunkten näher untersucht.

Im Zuge von Kernbohrungen und Bohrsondierungen sind bis in Teufen von max. 5 m u. GOK Bodenproben entnommen und im bodenmechanischen Labor untersucht worden. Die Qualität der Proben lag je nach Entnahmeverfahren zwischen Güteklasse 1 und 3 gemäß DIN 4021. Allgemein sind die anstehenden Böden durch einen sehr inhomogenen Aufbau gekennzeichnet. Lagenweise eingeschaltete Sandlinsen sowie Bänder aus Eisenhydroxiden, welche auf die Zirkulation von Porenwässern zurückzuführen sind, verdeutlichen diese Inhomogenität. Während in den oberflächennahen Bereichen durch Verwitterungsprozesse eine weiche bis steife Konsistenz vorherrscht, nimmt die Festigkeit mit der Tiefe kontinuierlich zu und die Schluffe und Tone wechseln dabei in eine halbfeste bis feste Zustandsform über.

Die betrachteten Gebäude sind in den Verwitterungshorizonten der Tone und Schluffe flach gegründet (vgl. Kap. 2). Da die Böden im Verwitterungshorizont aufgrund des Konsistenzunterschiedes in geringerer Dichte und Festigkeit vorliegen, sind hier Setzungen zu erwarten. Somit wurden in einem ersten Schritt neben Untersuchungen z.B. zur Kornzusammensetzung und Plastizität auch das Wasseraufnahmevermögen, der Kalkgehalt und der Glühverlust über die Entnahmetiefe ermittelt. Untersuchungen zur Tonmineralogie schließen die bodenmechanische Grundklassifikation ab.

##### **4.1     Kornzusammensetzung**

Die petrografische Zusammensetzung der anstehenden Bodenproben über die Entnahmetiefe von 1,0 – 5,0 m u. GOK wird durch Korngrößenverteilung nach DIN 18123 bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 getrennt für den oberen und unteren Grenzwert sowie für den Mittelwert zusammengefasst.

Tabelle 3:     Petrografische Zusammensetzung, ermittelte Ergebnisse der Korngrößenverteilung nach DIN 18123

Entnahmeort	Parameter	unterer Grenzwert [%]	oberer Grenzwert [%]	Mittelwert [%]
Eilum	Tonanteil	56	60	58
	Schluffanteil	36	44	43
	Sandanteil	0	4	1
	Kiesanteil	-	-	-

Entnahmeort	Parameter	unterer Grenzwert [%]	oberer Grenzwert [%]	Mittelwert [%]
Uehrde	Tonanteil	16	42	32
	Schluffanteil	30	63	48
	Sandanteil	1	3	2
	Kiesanteil	-	-	-
Wittmar	Tonanteil	9	33	22
	Schluffanteil	15	53	30
	Sandanteil	1	58	35
	Kiesanteil	3	14	9
Gilzum	Tonanteil	57	61	59
	Schluffanteil	33	38	35
	Sandanteil	1	4	2
	Kiesanteil	-	-	-
SZ-Thiede	Tonanteil	13	42	29
	Schluffanteil	44	77	56
	Sandanteil	1	4	3
	Kiesanteil	0	0	0
Vorsfelde	Tonanteil	11	59	38
	Schluffanteil	22	47	37
	Sandanteil	1	61	18
	Kiesanteil	3	6	4,5

Die Abbildung 40 zeigt das Kornverteilungsband der untersuchten Böden. Deutlich werden die Schwankungsbreite der Kornverteilungen im Ton- und Schluffanteil und damit die Inhomogenität der anstehenden Böden.

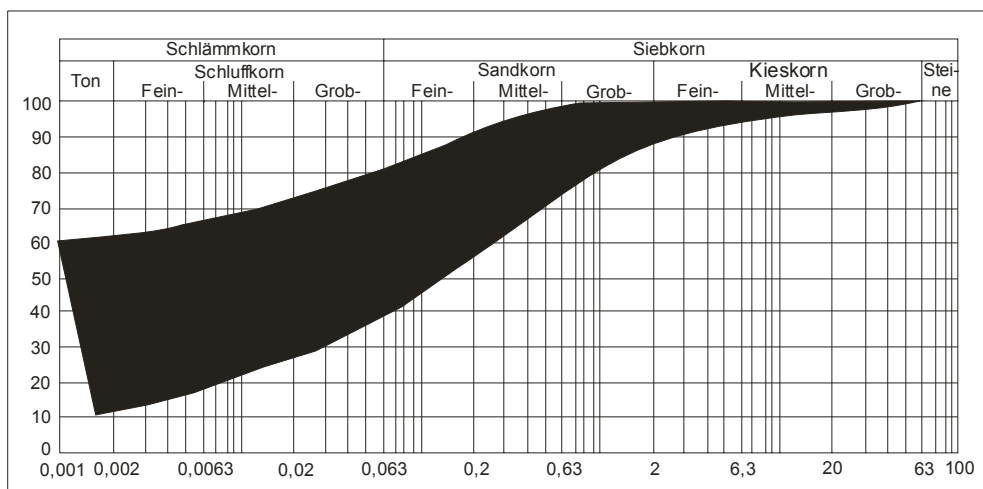


Abbildung 40: Kornverteilungsband der untersuchten Bodenproben

## 4.2 Plastizitätsgrenzen

Die Fähigkeit bindiger Böden, mit dem Wassergehalt ihre Zustandsform zu verändern, ist gerade bei bautechnischen Fragestellungen von großer Bedeutung, da die Zustandsform das Festigkeitsverhalten weitgehend bestimmt. Die Plastizität eines bindigen Bodens wird bekanntermaßen durch drei charakteristische Zustandswechsel (Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenze) gekennzeichnet, deren Wassergehalte als Grenzen dienen. Die Ergebnisse der Untersuchungen für den unteren und oberen Grenzwert sowie den Mittelwert sind in Tabelle 4 und Abbildung 41 zusammengefasst und für die Entnahmeorte getrennt angegeben. Die nach DIN 18196 leicht (TL) bis ausgeprägt plastischen (TA) Tone zeigen hier insgesamt ein uneinheitliches Bild. Zum Zeitpunkt der Probenentnahme standen die Böden in überwiegend steifer bis halbfester Konsistenz an, wobei halbfeste Konsistenz vorherrschte. Nimmt man die nach SKEMPTON (1953) definierte Aktivitätszahl, die das Verhältnis der Plastizitätszahl zum Tonanteil beschreibt, als Maß für die Fähigkeit bindiger Böden, auf Wassergehaltsänderungen mit Volumenänderungen zu reagieren, so sind die untersuchten Böden als normal bis vorwiegend inaktiv einzustufen.

Tabelle 4: Zusammenstellung der im Rahmen der Konsistenzgrenzenbestimmung nach DIN 18122 ermittelten Ergebnisse für die verschiedenen Entnahmestellen

Entnahmeort	Parameter	Unterer Grenzwert	Oberer Grenzwert	Mittelwert
Eilum	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,533	0,682	0,625
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,213	0,276	0,242
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,114	0,181	0,146
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,287	0,499	0,383
	Plastizitätsgrad	ausgeprägt	ausgeprägt	ausgeprägt
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	1,050	1,180	1,120
	Konsistenz	halbfest	halbfest	halbfest
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,52	0,78	0,64
	Aktivität	inaktiv	normal	normal
Uhrde	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,310	0,649	0,488
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,128	0,262	0,206
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,077	0,163	0,135
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,204	0,387	0,282
	Plastizitätsgrad	leicht	ausgeprägt	mittel
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	0,390	0,735	0,779
	Konsistenz	weich	halbfest	steif
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,58	1,02	0,84
	Aktivität	inaktiv	normal	normal
Wittmar	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,317	0,506	0,407
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,166	0,198	0,182
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,121	0,132	0,128
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,151	0,308	0,225
	Plastizitätsgrad	leicht	ausgeprägt	mittel
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	0,75	1,25	1,00
	Konsistenz	weich-steif	halbfest	steif
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,84	1,20	0,94
	Aktivität	normal	normal	normal
Gilzum	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,628	0,750	0,689
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,195	0,312	0,254
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,168	0,202	0,185
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,348	0,510	0,429

Entnahmeort	Parameter	Unterer Grenzwert	Oberer Grenzwert	Mittelwert
	Plastizitätsgrad	ausgeprägt	ausgeprägt	ausgeprägt
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	0,845	1,046	0,946
	Konsistenz	steif	halbfest	steif
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,590	0,944	0,767
	Aktivität	inaktiv	normal	inaktiv
SZ - Thiede	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,280	0,614	0,447
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,174	0,312	0,243
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,147	0,238	0,193
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,106	0,33	0,218
	Plastizitätsgrad	leicht	ausgeprägt	mittel
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	0,75	0,939	0,845
	Konsistenz	weich – steif	steif	steif
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,668	0,95	0,809
	Aktivität	inaktiv	normal	normal
Vorsfelde	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,425	0,577	0,500
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,185	0,247	0,220
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,125	0,171	0,150
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,232	0,344	0,279
	Plastizitätsgrad	leicht	ausgeprägt	mittel
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	1,677	1,929	1,797
	Konsistenz	steif	halbfest	steif
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,53	0,76	0,67
	Aktivität	inaktiv	normal	inaktiv

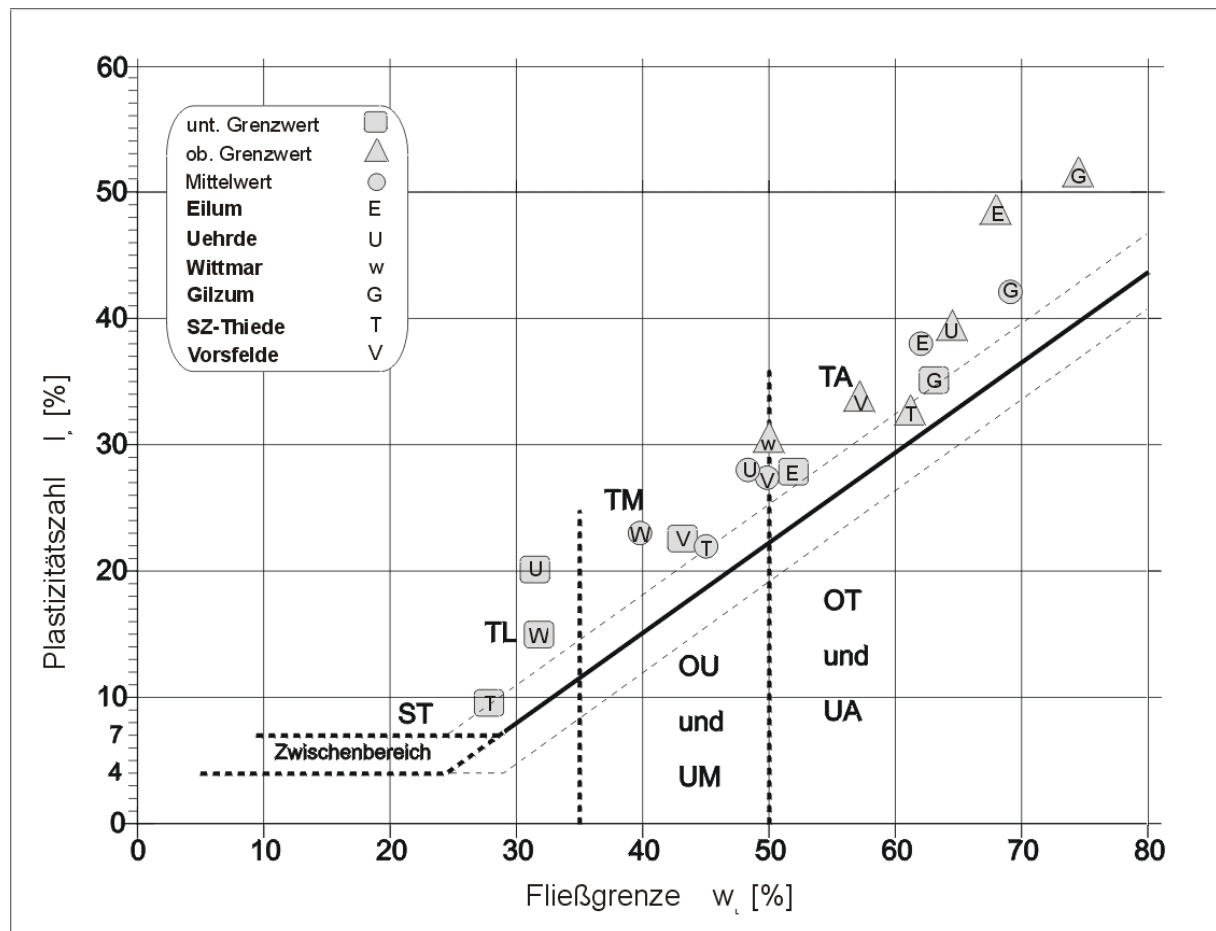


Abbildung 41: Plastizitätsdiagramm mit Lage der untersuchten Proben

### 4.3 Wasseraufnahmevermögen

Die Fähigkeit eines bindigen Bodens, Wasser kapillar anzusaugen und zu halten, ist abhängig von der Plastizität eines Bodens bzw. von der spezifischen Oberfläche der Tonminerale. Mit zunehmender spezifischer Oberflächengröße steigt die Wasseraufnahmefähigkeit. Quellfähige Tonminerale aus der Gruppe der Smectite mit einer spezifischen Oberfläche von 600 - 800 m<sup>2</sup>/g zeichnen sich durch eine Wasseraufnahmefähigkeit von 300 - 600 Gew.% aus. Nicht quellfähige Tonminerale aus der Kaolin-Gruppe hingegen besitzen eine spezifische Oberfläche von nur 1 - 40 m<sup>2</sup>/g bei einer Wasseraufnahmefähigkeit von 40 - 80 Gew.%. Die Wasseraufnahmefähigkeit wird daher als Hinweis auf die Existenz quellfähiger Tonminerale angesehen und dient damit auch als Maß für das Gefährdungspotential bei baupraktischen Problemstellungen. Die nach ENSLIN/NEFF durchgeführten Untersuchungen sind in der Tabelle 5 zusammengestellt. Nennenswerte Anteile an quellfähigen Tonmineralen müssten sich in Werten  $w_b > 100\%$  äußern (SCHULTZE / MUHS, 1967). Die an den untersuchten Tonböden ermittelten oberen Grenzwerte von 79% bis 91% lassen hingegen keine Anzeichen eines erhöhten Quellverhaltens erkennen.

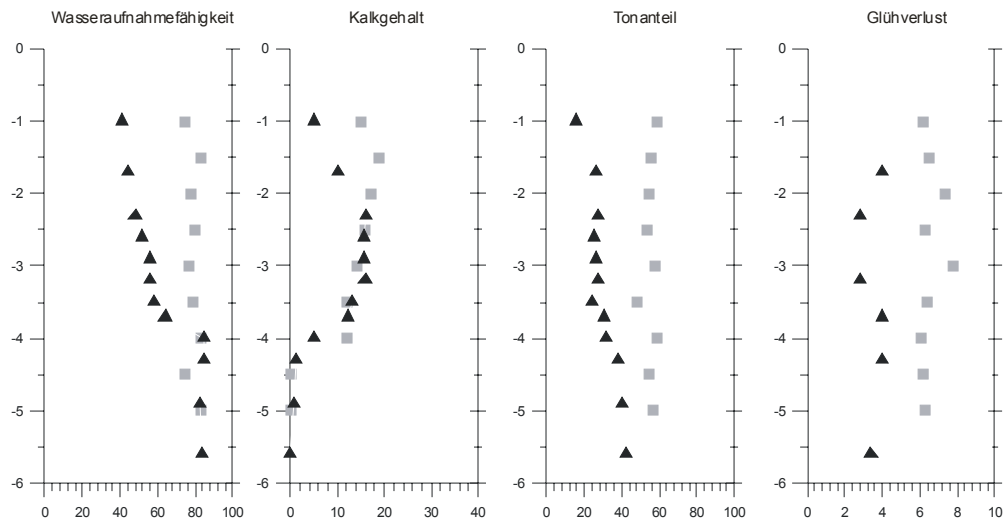
Tabelle 5: Wasseraufnahmevermögen der untersuchten Tonböden nach ENSLIN/NEFF

Standort	Parameter	unterer Grenzwert [%]	oberer Grenzwert [%]	Mittelwert [%]
Eilum	$w_b$	75	83	79
Uehrde	$w_b$	40	85	66
Wittmar	$w_b$	38	58	51
Gilzum	$w_b$	42	91	77
SZ-Thiede:	$w_b$	46	81	64
Vorsfelde	$w_b$	32	79	61

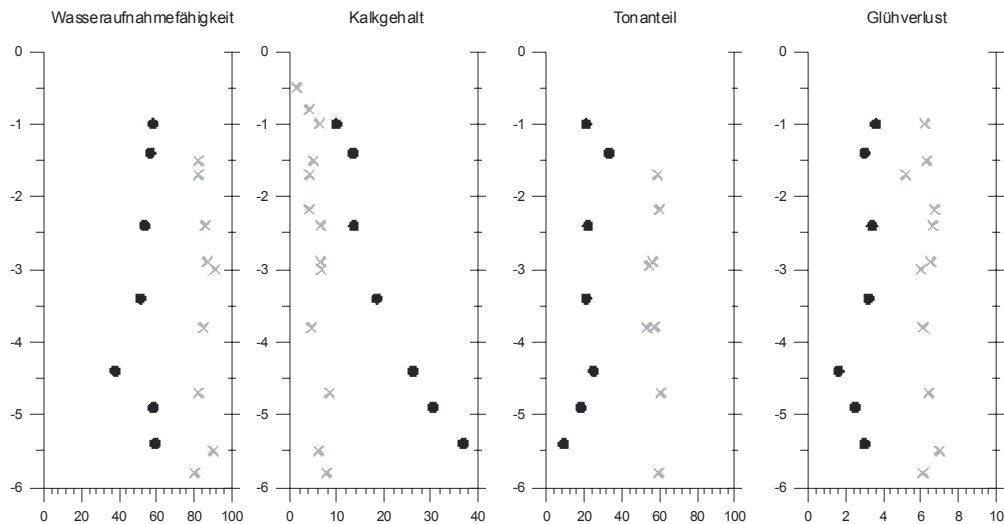
### 4.4 Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe

Zur Beurteilung einer ggf. vorhandenen tiefenabhängigen Veränderung des bodenmechanischen Verhaltens sind in der Abbildung 42 bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe dargestellt. Für die untersuchten obersten 5 m ergibt sich eine gute Homogenität, lediglich der Kalkgehalt ( $V_{Ca}$ ) nimmt zur Tiefe deutlich zu. Dies zeigt den Einfluss oberflächennaher Verwitterungsprozesse, die zu einer fortschreitenden Entfestigung des anstehenden Gesteins führen. Die plötzliche Abnahme des Kalkgehaltes in einer Tiefe von 4 m u. GOK am Standort Uehrde ist auf den Stratigraphiewechsel von den pleistozänen Sedimenten zum unteren Keuper zurückzuführen.

### Klassifikation Uehrde ▲ / Eilum □



### Klassifikation Wittmar ● / Gilzum X



### Klassifikation Vorsfelde ▼ / SZ - Thiede +

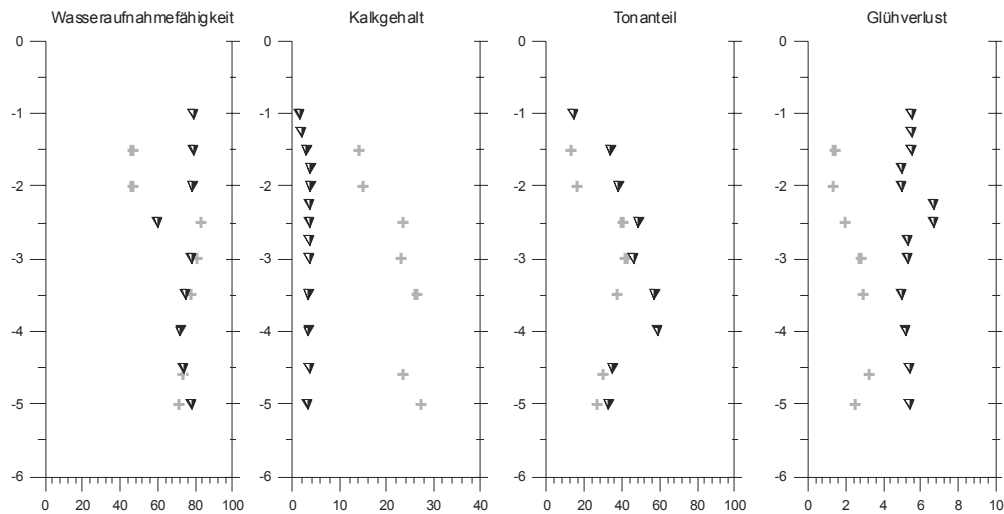


Abbildung 42: Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit der Entnahmetiefe

#### 4.5 Tonmineralogische Untersuchung

Eine halbquantitative Untersuchung der anstehenden Böden in Hinsicht auf die Existenz quellfähiger Tonminerale erfolgte am Institut für Geowissenschaften der TU Braunschweig mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 6 (Tonfraktion) und Tabelle 7 (Schlufffraktion) zusammengefasst. Der Schwerpunkt des Mineralbestandes im Bereich der nichtquellfähigen Zweischicht- und Vierschichttonminerale zeigt eine durchschnittliche Tonzusammensetzung ohne Besonderheiten. Die Ergebnisse stützen damit die bodenmechanische Grundklassifikation, da die ermittelten Aktivitätszahlen und Wasseraufnahmefähigkeiten keine Anzeichen eines erhöhten Quellverhaltens erkennen ließen.

Tabelle 6: Tonmineralogische Zusammensetzung, Tonfraktion

Standort	Kaolinit [%]	Illit [%]	Chlorit [%]	Montmorillonit incl. quellfähiger Illit [%]	mixed layer Tonminerale [%]	Nicht - Tonminerale [%]
Ton Eilum	45	25	5	15	-	10,0
Ton Uehrde	15	30	<5	-	35	17,1
Schluff Wittmar	<5	15	<5	-	65	10,0

Tabelle 7: Tonmineralogische Zusammensetzung, Schlufffraktion

Standort	Kaolinit [%]	Illit [%]	Chlorit [%]	Montmorillonit incl. quellfähiger Illit [%]	mixed layer Tonminerale [%]	Nicht - Tonminerale [%]
Ton Gilzum	55	35	10	-	-	-
Ton Uehrde	35	45	-	-	20	-
Schluff Wittmar	-	20	-	-	80	-

Die Ergebnisse werden gestützt durch die Untersuchungen von FALKE (1995), der für tonige Sedimente des Mesozoikums vergleichbare Ergebnisse ermittelte.

#### 4.6 Zusammenfassung der bodenmechanischen Untersuchungen

Die durchgeführten bodenmechanischen Untersuchungen zeigen keine außergewöhnlichen bodenmechanischen Eigenschaften. So deuten das Wasseraufnahmevermögen sowie die Aktivitätszahl keinen nennenswerten Anteil an quellfähigen Tonmineralien an. Die Untersuchungen werden durch die nachfolgenden Tonmineralanalysen bestätigt. Nach allgemeingültigen bodenmechanischen Gesichtspunkten gelten die Böden als normal aktiv bzw. inaktiv.

Ein verformungswirksamer Mechanismus aufgrund der Existenz quellfähiger Tonminerale kann ausgeschlossen werden.

Daraus erwächst die Notwendigkeit einer grundlegenden theoretischen Beurteilung der Mechanismen der Bodenverformung in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen aus der Interaktion Klima - Boden - Bauwerk. Der Wechselwirkung des Porenwassers mit dem Porenraum auf der Basis der Potentialtheorie kommt dabei eine besondere Bedeutung zu. In einem nächsten Schritt dienen zielgerichtete Labor- und Felduntersuchungen der Ermittlung des Festigkeits- sowie des Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung.



## **5     Untersuchungskonzept**

Aufbauend auf dem Effektivspannungskonzept beschreibt die klassische Bodenmechanik Böden als gesättigtes Substrat, bestehend aus den zwei Phasen Feststoff (Matrix) und Porenwasser. Ansätze aus der wissenschaftlichen Literatur beschreiben zunehmend eine Differenzierung des Mediums Boden in einen gesättigten und einen teilgesättigten Bereich (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL et al. 1992; KUNTZE et al. 1994). Ein teilgesättigter Boden besteht dementsprechend aus den drei Phasen Feststoff (Matrix), Porenwasser und Porenluft. Mit dem Beginn der Teilsättigung setzt die elektrostatische Wechselwirkung (VAN DER WAALSCHKE Kräfte) zwischen der Matrix und dem Porenwasser ein, und der Porenwasserdruck ist negativ in Relation zum Porenluftdruck. Negative Porenwasserdrücke werden als Porenwasserspannung definiert (vgl. Kap. 3), da der Porenwasserdruck in der Bodenmechanik allgemein einen Zustand des Überdruckes beschreibt.

Jedes Substrat im Bereich der Geländeoberfläche, völlig ungeachtet dessen, ob es sich um geogene oder anthropogene Substrate handelt, ist aufgrund klimatischer Einflüsse von möglicher Teilsättigung betroffen. Dementsprechend ist bei Teilsättigung der initiale Porenwasserdruck in Böden unter den lokalen klimatischen Randbedingungen negativ. Schon die Anwesenheit geringster Mengen von Luft, beispielsweise durch eingeschlossene Luftblasen, definiert einen Boden als teilgesättigt (KÖHLER, 2000). Eingeschlossene Luftblasen führen zu einer ersten Kompressibilität des Porenraumes und einer Veränderung der Festigkeitseigenschaften und des Verformungsverhaltens. Zur vollständigen Beschreibung der im Porenraum stattfindenden Wechselwirkungen ist es im Weiteren notwendig, die Existenz einer so genannten vierten Phase, der Schnittstelle zwischen der Luft – Wasserphase (Oberflächenspannung des Wassers) zu erkennen und in ihrer mechanischen Wirkung zu beschreiben.

Zur Beschreibung der Festigkeitsparameter und des Verformungsverhalten der betrachteten Böden sind daher die folgenden Fragestellungen zu bearbeiten:

- Kann eine Porenwasserspannung einen Beitrag zur Veränderung der Scherfestigkeitsparameter leisten? Wie können die Laborergebnisse interpretiert werden?
- Wie hoch ist die Variation der Porenwasserspannungen über den Versuchszeitraum in einer Bewegungszone?
- Welche Laborversuche sind zur Simulation des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei Vorhandensein einer Porenwasserspannung geeignet?

Zur Klärung der Fragestellungen ist ein generelles Verständnis des Festigkeits- und Verformungsverhaltens notwendig. Besonderer Wert wird auf die Interaktion dieser Parameter auf der Grundlage einer bodenphysikalisch mechanischen Sichtweise gelegt.

Zur Beschreibung des bodenmechanischen Verhaltens eines teilgesättigten Bodens ist es wichtig, die in situ Verhältnisse im Laborversuch möglichst genau wiederzugeben. Die Verwendung von ungestörten Proben bildet hier ein unverzichtbares Kriterium, da das interne Gefüge die Wasserwegsamkeiten und damit auch die Dimension der Porenwasserspannung bei Wasserabgabe und Wasseraufnahme steuert.

### **5.1 Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften teilgesättigter Böden**

Zur Beschreibung der Festigkeitseigenschaften stehen in der bodenmechanischen Versuchstechnik der direkte Scherversuch und der Triaxialversuch zur Verfügung. Beide Versuchsgeräte bieten die Möglichkeit des Aufbringens einer Normalspannung auf einen definierten Probekörper. Zunächst erfolgt eine Gegenüberstellung der beiden Versuchstechniken.

Das direkte Schergerät besteht aus einem feststehenden und einem durch horizontale Krafteinleitung verschiebbaren Rahmenteil. Innerhalb der Rahmentteile befindet sich die Bodenprobe. Beim Versuch setzt die Probe der horizontalen Krafteinleitung einen bodenspezifischen Widerstand entgegen, bis sich eine waagerechte Gleitfläche zwischen den beiden Teilen des Gerätes ausbildet. Kritik am direkten Scherversuch ist zunächst, dass der Spannungszustand während des Versuches nicht vollständig bekannt ist. Hierzu fehlt z.B. die Messung des Seitendruckes auf die starre Berandung während des Versuchsablaufes. Im Weiteren ist durch die starre Berandung eine Auflockerung des Bodens während des Versuchsablaufes nur eingeschränkt möglich. In situ wirken sich Auflockerung und Verdichtung dahin aus, dass der Seitendruck auf das Bodenelement verkleinert oder vergrößert wird. Dies ist wiederum nicht ohne Einfluss auf die Scherfestigkeit. Hier spielen die natürliche Lagerung sowie die Struktur und Textur des Bodens eine Rolle. Da die Porenwasserspannung jedoch als allseitige Zugspannung wirkt (vgl. Kap. 3), ist aufgrund theoretischer Überlegungen zu vermuten, dass mit steigender Porenwasserspannung der Einfluss der Zwängung während des Bewegungsablaufes beim direkten Scherversuch zurücktritt.

Beim Triaxialversuch hingegen wird die Bodenprobe nicht mehr wie im direkten Scherversuch durch die Wandungen des Versuchsgerätes gestützt. Es wirkt während der Konsolidationsphase ein hydrostatischer Spannungszustand mit den Hauptspannungen  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ . Die Horizontalspannung  $\sigma_2 = \sigma_3$ , deren Größe sich an den Lagerungsverhältnissen in situ orientiert, wird über eine Stützflüssigkeit aufgebracht. Die zylindrische Bodenprobe wird gegenüber der Stützflüssigkeit durch eine Gummimembran abgedichtet. Die axiale Belastung bis zum Bruch des Probekörpers erfolgt durch die Steigerung der vertikalen Hauptspannung  $\sigma_1$ . Die Zwängung des Bodenkörpers während der Steigerung der vertikalen Hauptspannung  $\sigma_1$  entfällt, da eine Auflockerung des Probekörpers ermöglicht wird. Die Messung des Po-

renwasserdruckes ist zu jedem Zeitpunkt während des Versuchsablaufes möglich, und damit ist der Spannungszustand bekannt. Im Weiteren ist die Gleitfläche nicht festgelegt und kann sich frei ausbilden.

In den durchzuführenden Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten ist jedoch die Fragestellung zu verfolgen, inwiefern eine Porenwasserspannung einen Beitrag zur Veränderung der Scherfestigkeitsparameter in einer Bewegungszone leisten kann. Der direkte Scherversuch bietet im Gegensatz zum Triaxialversuch die Möglichkeit der kontinuierlichen Registrierung der Porenwasserspannung über den Versuchsverlauf im Bereich der Zwangsscherfuge. Damit können grundsätzliche Erkenntnisse über die Entwicklung der Porenwasserspannung in der Scherfuge gewonnen werden. Im Triaxialgerät kann die Porenwasserspannung aufgrund der freien Ausbildung der Scherfläche nur integral über den Probekörper an den Stirnseiten gemessen werden. Messungen in Auflockerungs- oder Verdichtungszone sind nicht möglich. Im Weiteren ist zu vermuten, dass Porenwasserausgleichsbewegungen aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Böden mit einer erheblichen Trägheit verbunden sind. Damit können Änderungen im Porenwasserspannungsniveau im Triaxialversuch nur zeitverzögert und gedämpft gemessen werden. Bei ausgeprägt plastischen Tönen bildet sich unter Umständen keine Scherfläche aus. Dies ist für die zu untersuchende Fragestellung von Nachteil, da grundsätzliche Erkenntnisse über den Verlauf der Porenwasserspannung in der Bewegungszone ermittelt werden sollen.

Die Triaxialanlage bietet dementsprechend gegenüber dem direkten Schergerät bei der bestehenden Problemstellung keine Vorteile.

Vor Beginn der Versuche im direkten Schergerät sind die Versuchseinrichtungen so zu modifizieren, dass eine Messung der Porenwasserspannung über den gesamten Versuchszeitraum möglich ist. Vorversuche mit  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  großen Probekörpern zeigen den zu erwartenden Deformationsprozess während eines direkten Scherversuches. Vor Versuchsbeginn erfolgt eine Präparation der Probekörper durch die Herstellung von senkrechten Farbkanälen in einem Raster von  $9 \times 9$  über eine Fläche von  $90 \text{ cm}^2$ . Diese Kanäle werden mit roter Farbe gefüllt, anschließend die Probe konsolidiert und abgeschert. Die Abbildung 43 zeigt die Präparation vor Versuchsbeginn.

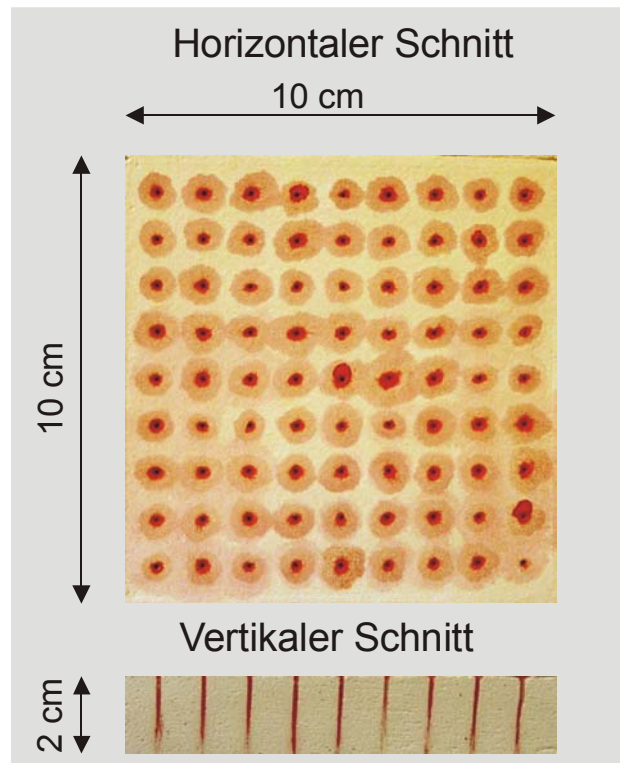


Abbildung 43: Präparation der Probekörper

Nach Versucheende erfolgen eine Ofentrocknung sowie das Anfertigen von vertikalen Schnittbildern durch den abgesicherten Probekörper. Die Abbildung 44 zeigt ein Schnittbild zur Verdeutlichung der Verformungsvorgänge.

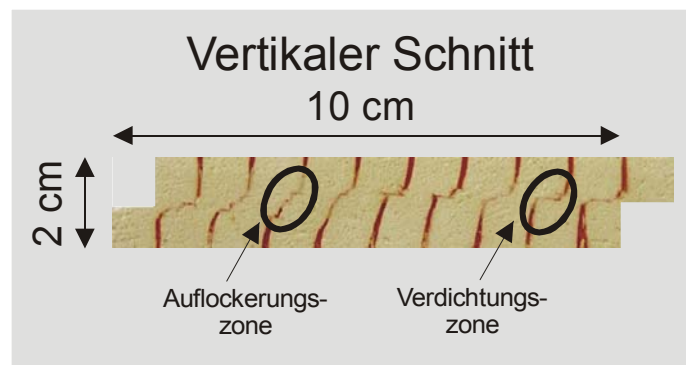


Abbildung 44: Schnittbild nach Abschluss des Versuches

Die Abbildung 44 zeigt die interne Deformation über den Probekörper nach Abschluss des Versuches. Ähnlich den in situ Bedingungen wird der Probekörper im Bereich der Scherkrafteinleitung bei Versuchsbeginn auf Grund der Krafteinleitung gestaucht. Daraus resultieren eine Änderung der Gefügestruktur und eine Abnahme des Porenraumes. Nach Überschreiten des Bruchpunktes schließt sich eine Porenraumvergrößerung durch Gefügauflockerung im Bereich der Scherfuge an. Die Zone gegenüber der Krafteinleitung hingegen ist von Verdichtung und Abnahme des Porenraumes betroffen. Aufgrund theoretischer Überlegungen ist zu vermuten, dass aus der Änderung der Gefügestruktur während des Schervor-

ganges unterschiedliche Porenwasserspannungsniveaus resultieren. Diese sind in einem nächsten Schritt durch direkte Scherversuche näher zu untersuchen.

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens wird auf die Ödometerversuchstechnik zurückgegriffen. Hier liegen umfangreiche Erfahrungen zur Untersuchung teilgesättigter Böden vor (BACHMANN 1998, WITTE et al. 1999, 2000, 2001, 2002).

## **5.2 Porenwasserspannung**

Veränderungen der natürlichen Randbedingungen sowie der wirkenden Auflasten führen zu einer Veränderung des Bodenwassergehaltes. Dieser initiale Wassergehalt steht im direkten Zusammenhang mit dem Matrixpotential und damit der Porenwasserspannung. Auf das osmotische Potential haben die Größenordnungen der Wassergehaltsänderungen im humiden Klimabereich kaum Einfluss. Schwankungen der Porenwasserspannung lassen sich daher in den betrachteten Fällen ausschließlich auf Veränderungen im Matrixpotential zurückführen.

### **5.2.1 Messung der Porenwasserspannung**

Die Porenwasserspannung wird über direkte Messmethoden bestimmt. Der Porenluftdruck ( $u_a$ ), welcher als atmosphärisch und damit auf Eins normiert angenommen wird, abzüglich des Matrixpotentials ( $u_w$ ) ergibt die Porenwasserspannung (vgl. Kap. 3).

Zur direkten Messung der Porenwasserspannung in Böden haben sich Tensiometer bewährt. Die Geräte bestehen aus einer porösen Keramik mit hohem Lufteintrittspunkt in Verbindung mit einem Druckaufnehmer. Derartige Keramiken aus gesinterter Kaolin sind bis zu einem materialspezifischen Lufteintrittspunkt für Wasser durchlässig und gleichzeitig für Luft undurchlässig. Die Fähigkeit der Keramik dem Luftdurchtritt zu widerstehen resultiert aus der Oberflächenspannung des Wassers innerhalb der aufgesättigten Keramik. Die Oberflächenspannung in ihrer Funktion als Schnittstelle zwischen Luft- und Wasserphase wirkt wie eine dünne Membran, welche die Poren des Radius  $R_s$  über die Oberfläche der Keramik verbindet (Abbildung 45). In teilgesättigten Böden ist die Differenz zwischen dem Luftdruck ( $u_a$ ) über der Membran der Luft – Wassergrenzfläche und dem Matrixpotential unter dieser Grenzfläche als Porenwasserspannung ( $u_w$ ) definiert. Das maximale Matrixpotential, welches über die Keramik übertragen werden kann, ist definiert als Lufteintrittspunkt der Keramik.

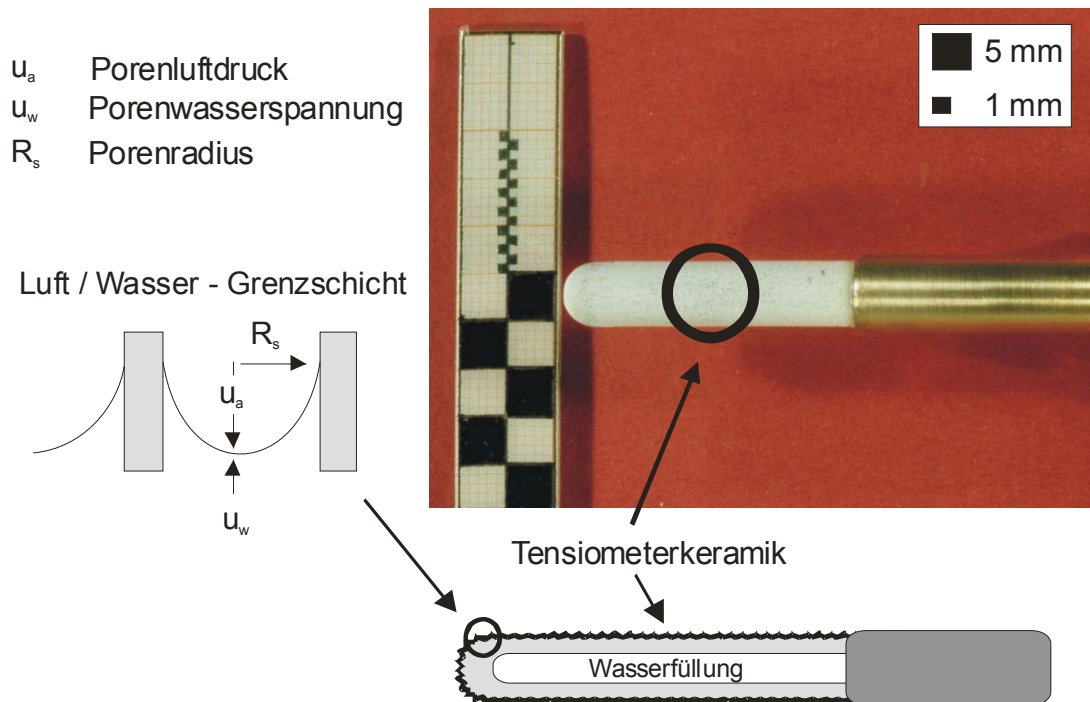


Abbildung 45: Prinzip einer Tensiometerkeramik ( $\varnothing$  6,5 mm) mit hohem Lufteintrittspunkt

Das System wird mit entlüftetem Wasser gefüllt und in direkten Kontakt mit dem Porensystem des Bodens gebracht. Unter der Voraussetzung des direkten Kontaktes zwischen Tensiometer und Porensystem stellen sich im Tensiometer gleiche Wasserspannungen wie im Porensystem ein (CASSEL & KLUTE 1986; KLUTE 1986). Die Verwendung von entlüftetem Wasser verhindert den Effekt der Kavitation der Wassersäule, und damit einer Verfälschung der Messergebnisse, bei Wirken einer Porenwasserspannung. Als Kavitation wird die Gasblasenbildung bei Überschreiten des Löslichkeitspotentials von Gasen in Wasser bei Wirken eines Unterdruckes bezeichnet. Beim Aufbau einer Porenwasserspannung, die dem atmosphärischen Druck entspricht (= 100 kPa), wird das Vakuum erreicht. Der molekulare Zusammenhalt von Flüssigkeiten ist im Vakuum vollständig aufgehoben und es existiert im Fall des Wassers nur noch die Gasphase, bestehend aus Wasserstoff und Sauerstoff. Der Messbereich ist daher auf max. 100 kPa Porenwasserspannung begrenzt. Eine Erweiterung des Messbereiches über 100 kPa Porenwasserspannung hinaus ist nur unter Wirken eines Anfangsdruckes größer dem Atmosphärendruck möglich. Auf diese Erweiterung konnte im Fall der durchgeführten Untersuchungen verzichtet werden.

Die eingebaute Probe ist atmosphärischen Bedingungen ausgesetzt, und der Porenluftdruck entspricht damit Atmosphärendruck. Der Druckaufnehmer misst dabei die Druckdifferenz zum bestehenden atmosphärischen Druck. Zu beachten ist, dass eine leichte Luftdruckabhängigkeit der Messergebnisse korrigiert werden muss. Die täglichen Schwankungen des atmosphärischen Druckes sind an der Membran des Druckaufnehmers, nicht jedoch an der Tensiometerkeramik wirksam. Der Atmosphärendruck wird daher über eine digitale Druck-

messeinrichtung gemessen und steht der Korrektur der Messwerte zur Verfügung. Das in der Abbildung 46 dargestellte Tensiometer für den Einsatz im direkten Schergerät wurde im Verlauf dieser Arbeit entwickelt.

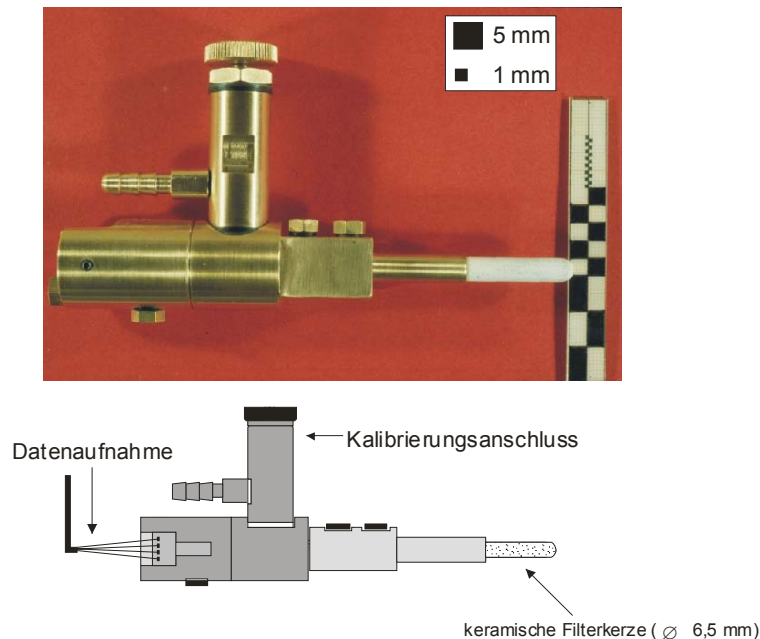


Abbildung 46: Am IGB-TUBS entwickeltes Tensiometer (WITTE/BACHMANN, 1999)

Zur Untersuchung der Festigkeitsparameter der anstehenden Böden wird auf das Prinzip des direkten Scherversuches zurückgegriffen (vgl. Kap. 5.1). Zu diesem Zweck wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Schergerät entwickelt, welches in seinem Anwendungszweck speziell auf die Untersuchung teilgesättigter Böden ausgerichtet ist. Gemessen werden können bei einer konstanten Schergeschwindigkeit die Scherspannung durch Zug des oberen Rahmens, die einaxiale Verformung durch induktive Wegaufnehmer sowie die Porenwasserspannung und die aufgenommene Wassermenge. Verkantungen der oberen Kopfplatte während des Versuches können konstruktiv durch exakte Einpassung und Führung im oberen Scherrahmenteil ausgeschlossen werden. Das Aufbringen der Normalspannung erfolgt mechanisch über Gewichtsscheiben auf einem Hebelarmsystem. Abbildung 47 zeigt den für Porenwasserspannungsmessungen entwickelten Scherrahmen.

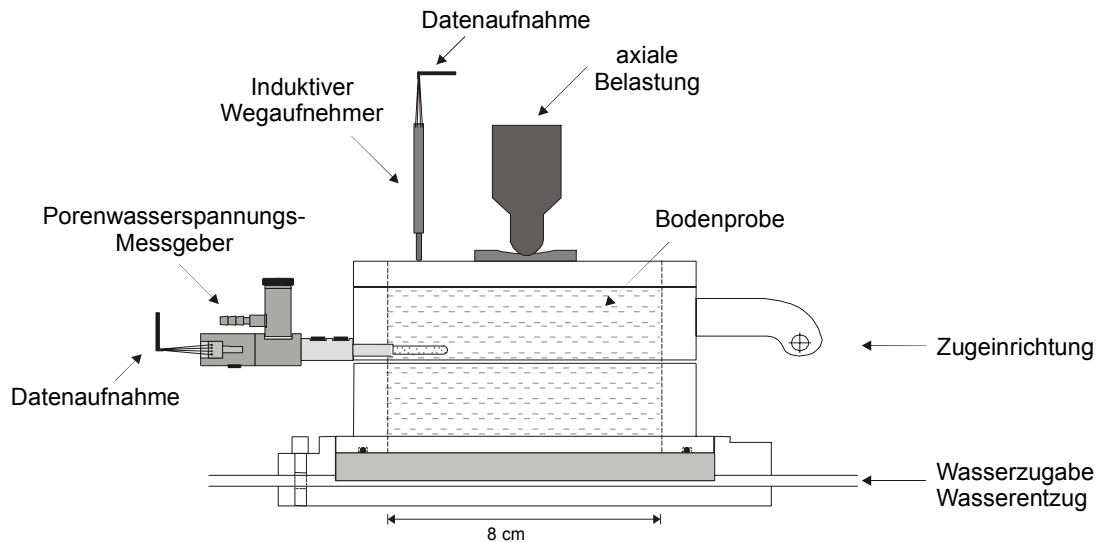


Abbildung 47: Scherrahmen für Porenwasserspannungsmessungen (Schnittbild, schematisch)

Das Tensiometer befindet sich im oberen Rahmenteil im Bereich der Krafteinleitungszone. Die Lage in der Krafteinleitungszone wurde aufgrund der Vorversuche gewählt (vgl. Kap. 5.1), da hier zunächst eine Stauchung des Probekörpers bei Versuchsbeginn zu erwarten ist. Die Keramik steht in direktem Kontakt zur sich einstellenden Scherfuge. Abbildung 48 zeigt die Komponenten der Scheranlage. Der obere Rahmen der Scherbox wird auf Rollenlagern geführt und bietet die Möglichkeit einer variablen Scherspalteneinstellung. Geräteabhängige mechanische Reibungsverluste können durch diese Lagerung nahezu völlig eliminiert werden.

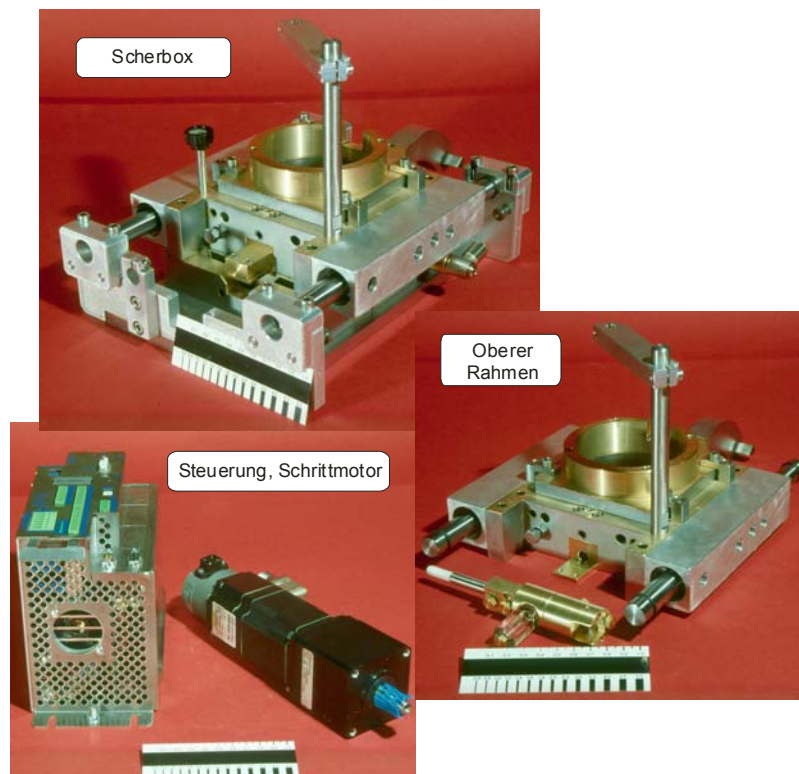


Abbildung 48: Komponenten der Scheranlage



Der horizontale Vorschub erfolgt über Schrittmotoren und zugehörige Steuerungskomponenten. Durch die Verwendung zweier Untersetzergetriebe ist es möglich, die erforderlichen sehr geringen Schergeschwindigkeiten von bis zu 0,0001 mm/min zu realisieren. Der horizontale Vorschub wird über die Umdrehungszahl des Schrittmotors in Kombination mit den verwendeten Getriebeuntersetzungen eingestellt. Zur Kontrolle des horizontalen Vorschubs werden zusätzlich induktive Wegaufnehmer verwendet. Die Datenerfassung sämtlicher Versuchssparameter erfolgt über einen Datalogger und einen PC.

Bewässerung und Einstellen einer Porenwasserspannung erfolgen über eine bronzene Sintermetallfilterplatte im Rahmenunterteil. Zur Realisierung der vollständigen Wassersättigung werden die untersuchten Proben vor Versuchsstart mit entlüftetem Wasser drucklos aufgesättigt. Vorhandene Porenluft wird von dem an Luft untersättigten Wasser aufgenommen.

Der Wasserzufluss zur drucklosen Aufsättigung in der Konsolidationsphase wird über eine Volumenkontrolleinrichtung registriert. Das Ende der einaxialen Verformungen während der Konsolidationsphase ist bei allen untersuchten Proben nach 24 Stunden erreicht. Im Anschluss wird das Tensiometer horizontal, über dem Scherspalt, in den oberen Rahmenteil eingebracht. Über ein eigens hierzu gefertigtes Ausstechwerkzeug wird im Probekörper ein Hohlraum in Form der Tensiometerkeramik erstellt. Nach der Aufsättigung liegen gesättigte Verhältnisse vor. Eine vorhandene Porenwasserspannung wird damit auf Null reduziert und kann über das Tensiometer kontrolliert werden.

Der zu untersuchende Boden liegt damit nach bodenmechanischer Definition zunächst gesättigt vor, und jede Änderung der Wassermenge entspricht auch einer Volumenänderung im gleichen Umfang. Unter den gegebenen Randbedingungen tritt diese im Versuch lediglich einaxial auf und lässt sich über die vertikale Verformung erfassen. Bei einer Sättigungszahl von  $S_r = 1$  ist damit der Probenwassergehalt zu jedem Zeitpunkt des Quell- und Schrumpfvorganges bekannt. In Anlehnung an FREDLUND (1976) wird mit den Begriffen Quellen und Schrumpfen eine Volumenänderung aufgrund von Wassergehaltsschwankungen beschrieben.

Durch einen Luftstrom durch die untere Sintermetallfilterplatte wird ein Potentialgefälle in der eingebauten Probe erzeugt. Die sich ausbildende Porenwasserspannung ist daher zunächst inhomogen über die Höhe des Probekörpers verteilt. Nach Abstellen der Belüftung ist vor weitergehenden Versuchsschritten zunächst eine homogene Verteilung der Porenwasserspannung abzuwarten. Aufgrund einer Translationsbewegung der Wasserphase, die auch als Brownsche Molekularbewegung (STRÄHLE et al., 2002) bekannt ist, ist dieser Zustand auch in einem ausgeprägt plastischen Ton spätestens nach 24 h erreicht. Der Ausgleichsprozess wird über das Tensiometer überprüft (Abbildung 49).

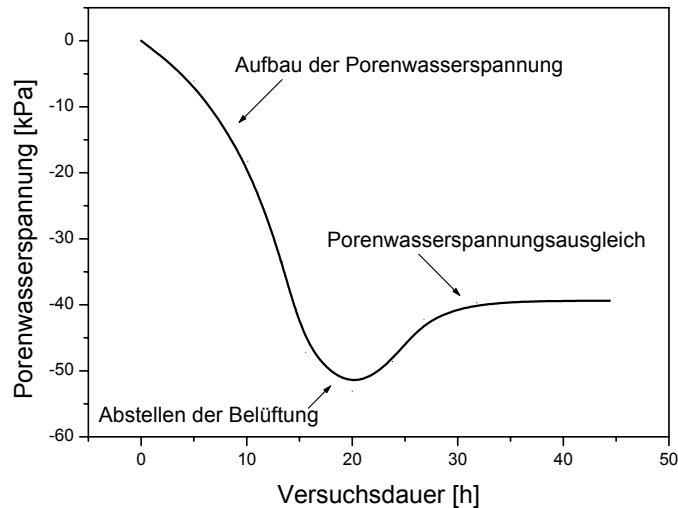


Abbildung 49: Ausgleichsprozess der Porenwasserspannung, Ton Gilzum

Das Tensiometer verbleibt über die gesamte Scherphase in seiner Position im oberen Rahmenteil. Die Porenwasserspannung unterliegt damit ständiger Kontrolle während des Schervorganges. Für die Versuche werden Matrixpotentiale zwischen 0 und 50 kPa infolge Reduktion des Wassergehaltes durch Belüftung der Probe über den unteren Filterstein eingestellt. Die Schergeschwindigkeit wird in Abhängigkeit vom verwendeten Boden durch Indexversuche vor jeder Versuchsserie festgelegt. Diese Festlegung erfolgte unter der Maßgabe, dass sich keine geschwindigkeitsbedingten Porenwasserspannungsänderungen einstellen dürfen. Die derart festgelegte Schergeschwindigkeit gilt für einen Scherweg von 15 mm bei 8 cm Probendurchmesser. Weist das Messsystem durch Kavitation der Wassersäule im Messgeber Fehler auf, sind die Versuchsergebnisse meist nicht interpretierbar (Abbildung 50).

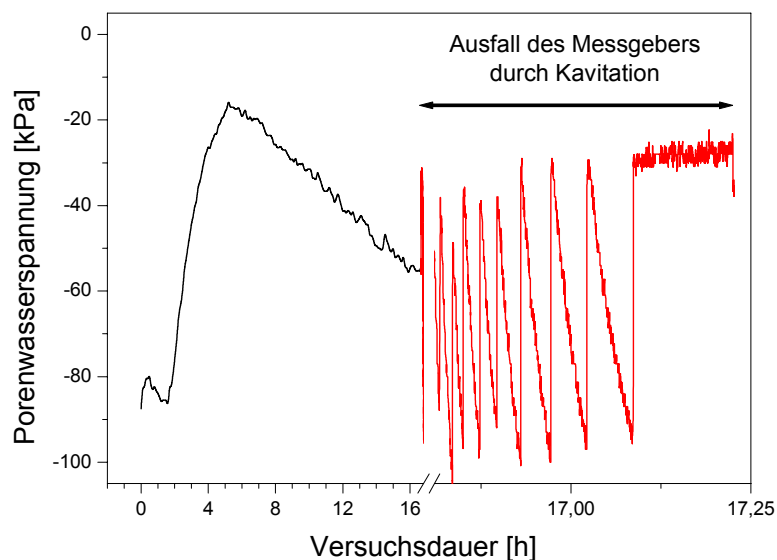


Abbildung 50: Kavitation der Wassersäule im Messgeber

Der physikalische Effekt der Kavitation ist bedingt durch die Wirkung der Porenwasserspannung auf die freie Wassersäule im Tensiometer. Enthält die Wassersäule gelöstes Gas, bilden sich Dampfblasen. Damit ist die Anbindung des piezometrischen Druckaufnehmers über die freie Wassersäule und die Tensiometerkeramik an das Porensystem nicht mehr gegeben. Nichtinterpretierbare Messwertschwankungen sind die Folge.

### **5.2.2 Beziehung zwischen Porenwasserspannung und Wassergehalt**

Die Anwesenheit geringster Mengen von Porenluft definiert einen Boden physikalisch als teilgesättigt. In einem ersten Schritt ist daher zu untersuchen, inwiefern der Porenluftanteil, beispielsweise durch Kavitation des Porenwassers im Boden, einen bodenspezifischen Einfluss auf das Festigkeits- und das Volumenänderungsverhalten besitzt.

Aus den theoretischen Überlegungen zur Wassergehalt-Volumen-Beziehung (vgl. Kap. 5.2.1) ist zu folgern, dass eine bodenspezifische, physikalische Grenze existieren muss, an welcher die mechanischen Eigenschaften der Böden eine Veränderung erfahren. Es ist zu vermuten, dass die Nichtlinearität der Scherfestigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt und der Porenwasserspannung in direktem Zusammenhang mit dieser Grenze steht. Zur Definition dieser Grenze dienen zunächst die Wasserspannungskurven (Abbildung 51) der untersuchten Böden.

Die Wassermenge, die bei einer bestimmten Porenwasserspannung in einem idealisierten Bodenelement in situ vorliegt, ist vom verfügbaren Porenvolumen und der Porengrößenverteilung abhängig. Die Beziehung zwischen Wassergehalt und Porenwasserspannung ist ein Bodencharakteristikum und wird als Retentionskurve (Wasserspannungskurve) bezeichnet. Die Retentionskurve bildet die Grundlage der Betrachtung von Wasserbewegungen in einem Bodenelement. Die Retentionskurven für die betrachteten Böden sind in Abbildung 51 dargestellt.

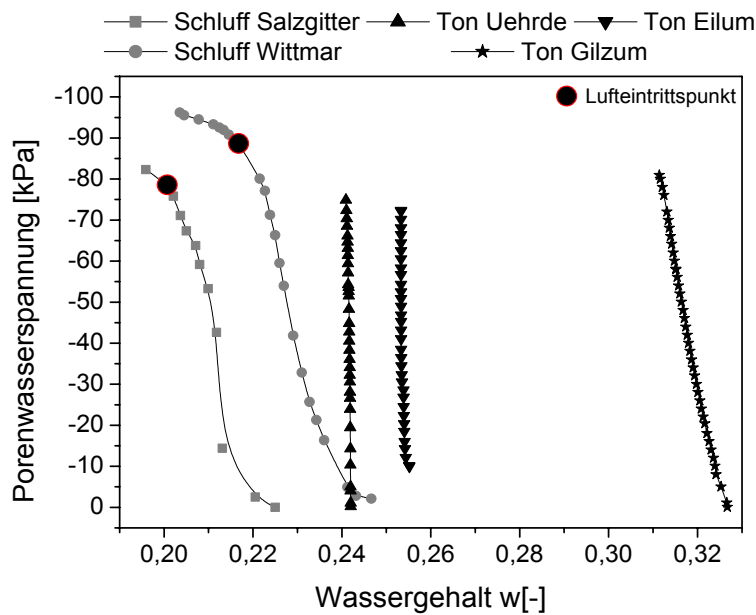


Abbildung 51 Wasserspannungskurven der untersuchten Böden

Der unterschiedliche Verlauf der Kurven wird durch die verschiedenen Porengrößenverteilungen verursacht. Die Porengrößenverteilungen sind wiederum eine Funktion der Genese und der Korngrößenverteilung. Für die betrachteten Böden variieren die Wassergehalte bei voller Wassersättigung von ca. 19 Gew. % bis 33 Gew. %, d.h. 19 % bis 33 % der betrachteten Gesamtmasse bestehen aus Porenwasser. Zur Realisierung der vollständigen Wassersättigung wurden die untersuchten Proben vor Ermittlung der Retentionskurve mit entlüftetem Wasser drucklos aufgesättigt. Die Darstellung dieses Bodencharakteristikums über die Porenzahl gegenüber der Porenwasserspannung verdeutlicht die Veränderung der Strukturverhältnisse (Abbildung 52).

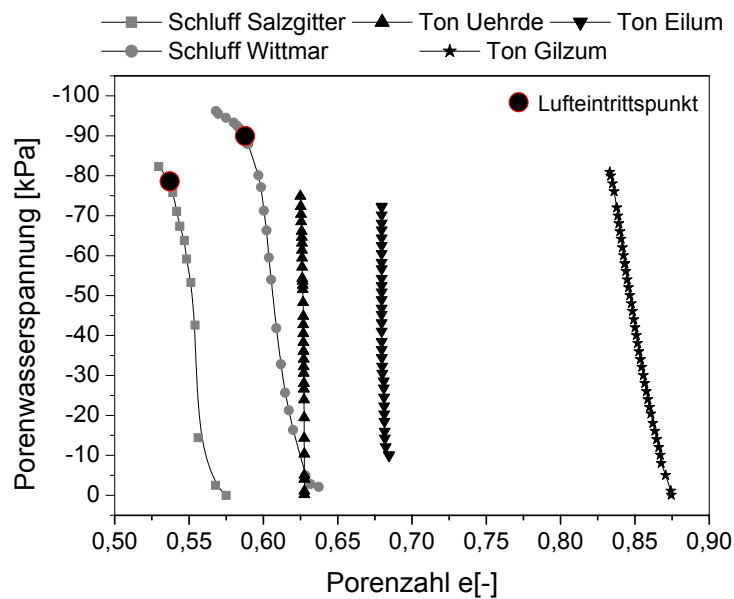


Abbildung 52: Porenzahl versus Porenwasserspannung

Die Steigung der Kurve Porenzahl / Porenwasserspannung ist gleich der Steigung der Kurve in der Darstellung Wassergehalt / Porenwasserspannung. Der gekrümmte Anfangsbereich bei den untersuchten Schluffen ist vernachlässigbar. Hier handelt es sich um nichtgebundenes Überschusswasser. Da eine Wiederbefeuchtung nicht vorgenommen wurde, können Hystereseeffekte unberücksichtigt bleiben. Die Abbildungen zeigen deutlich die Änderung des Porenraumes und damit auch der Porengröße bei Schwankungen im Wassergehalt. Deutlich ist für die untersuchten Schluffe die Nichtlinearität der Beziehung ab einem Grenzwassergehalt festzustellen. Dieser Grenzwassergehalt ist als Lufteintrittspunkt zu definieren. Bis zu diesem Punkt wird der Porenluftanteil einzig durch die Kavitation des eingeschlossenen Porenwassers definiert. Der Lufteintrittspunkt definiert die Überwindung des bodenspezifischen Fließwiderstandes für den Zutritt der Gasphase. Ausgedrückt wird der Lufteintrittspunkt durch den Wechsel der Sättigungszahl von  $S_r = 1$  auf  $S_r < 1$ . Der Lufteintrittspunkt ist anhand der Wasserspannungskurve für die mittel bis ausgeprägt plastischen Tone nicht festzustellen. Dies ist durch die physikalische Begrenzung des verwendeten Tensiometerprinzips begründet, mit welchem nur Porenwasserspannungen bis max. 100 kPa gemessen werden können. Die Sättigungszahl erreicht hier keine Werte von  $S_r < 1,0$ . Zur Bestimmung des Lufteintrittspunktes in mittel bis ausgeprägt plastischen Tönen müssen daher andere Verfahren zur Anwendung kommen.

### 5.2.3 Volumenänderungen

Zur Bestimmung des Lufteintrittspunktes wird daher durch tägliche Tauchwägung die Sättigungszahl bis zur Schrumpfgrenze ermittelt (Abbildung 53). Zur Validierung der Wasserspannungskurven der Schluffe werden diese ebenfalls täglicher Tauchwägung unterzogen (Abbildung 54). Ziel der Untersuchungen ist die Betrachtung der Volumenänderungen der

untersuchten Böden unter definierten Randbedingungen. Die natürlichen Randbedingungen sind dabei so detailliert wie möglich im Laborversuch abzubilden. Das interne Gefüge bestimmt die Wasserwegsamkeiten und muss für die durchzuführenden Versuche erhalten bleiben. Die anstehenden, vollständig gesättigten Tone reagieren auf Veränderungen des Wassergehaltes durch Schwankungen im Volumen. Die ermittelten Schwankungen der Wassergehalte in situ liegen weit oberhalb der Schrumpfgrenze. Die Volumenänderungen der Tone verlaufen bei den angetroffenen Wassergehalten aufgrund der Einspannung im Baugrund zunächst orthogonal zur horizontalen Hauptspannung. KRABBE (1958) definiert diesen Prozess als einaxiales Schrumpfen. Erst wenn die Kontraktionskräfte die Zugfestigkeit des Bodens übersteigen, entstehen Risse. Der Boden schrumpft von nun an dreiaxial (KRABBE, 1958). Die Abbildung 53 und die Abbildung 54 verdeutlichen die Vorgänge.

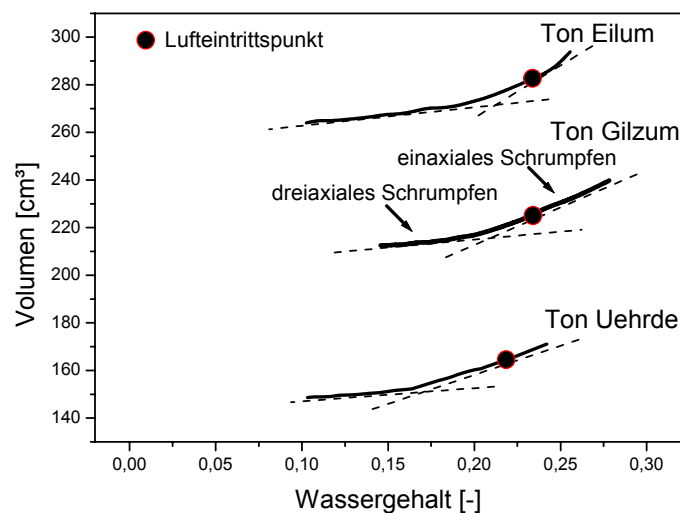


Abbildung 53: Tauchwägung zur Bestimmung des Grenzwassergehaltes, Ton Gilzum, Ton Uehrde, Ton Eilum

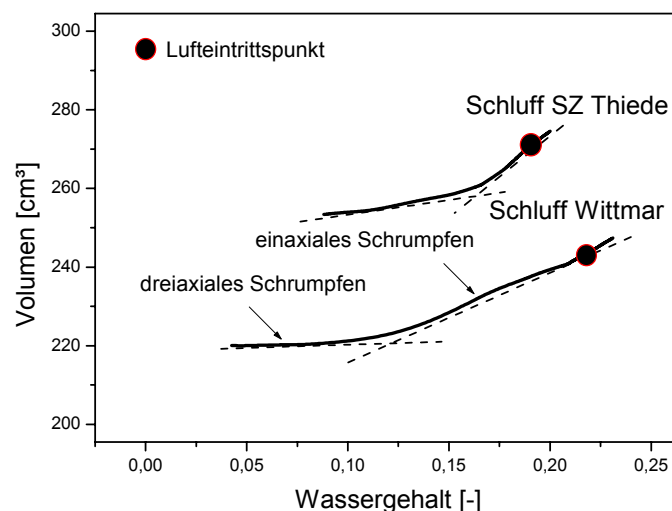


Abbildung 54: Tauchwägung zur Bestimmung des Grenzwassergehaltes, Schluff SZ Thiede und Schluff Wittmar

Aus den Untersuchungen geht hervor, dass die ermittelten Grenzwassergehalte im Übergang  $S_r = 1$  auf  $S_r < 1$  für den Schluff in beiden Verfahren die gleiche Größenordnung erreichen (Tabelle 8). Damit kann auch der Grenzwassergehalt am Lufteintrittspunkt der ausgeprägt plastischen Tone über das Verfahren der Tauchwägung bestimmt werden.

Tabelle 8: Grenzwassergehalte Schluff, Vergleich Retentionskurve und Tauchwägung

Entnahmeort	Retentionskurve		Tauchwägung	
	$S_r [-]$	Grenzwassergehalt $w [-]$	$S_r [-]$	Grenzwassergehalt $w [-]$
Schluff Wittmar	0,9998	0,2265	0,9999	0,2201
Schluff SZ – Thiede	0,9991	0,1936	0,9990	0,1923

Tabelle 9: Grenzwassergehalte Ton durch Tauchwägung

Entnahmeort	Sättigungszahl $[-]$	Grenzwassergehalt $w [-]$
Ton Gilzum (1620)	0,9990	0,2229
Ton Uehrde (2125)	0,9995	0,2134
Ton Eilum	0,9950	0,2203

Der Lufteintrittspunkt kann damit als Grenze definiert werden, an welcher die mechanischen Eigenschaften der Böden eine Veränderung erfahren. Wie sich diese Veränderung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten auswirkt, ist in einem nächsten Schritt näher zu untersuchen.

### 5.3 Scherfestigkeit teilgesättigter Böden

Zentrale Fragen der Geotechnik (z.B. Verformungsverhalten, Setzungsproblematik, Grundbruchsicherheit) sind eng mit der Scherfestigkeit eines Bodens verknüpft. Dabei ist die Scherfestigkeit gesättigter Böden abhängig von der aufgebrachten Normalspannung ( $\sigma$ ) und wird über das Bruchkriterium nach Mohr – Coulomb (Gleichung 4) sowie das Effektivspannungskonzept (TERZAGHI, 1936) beschrieben.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$$

Gleichung 4 mit:

- $\tau_f$  = Schubspannung auf der Bruchfläche zum Zeitpunkt des Bruches
- $c'$  = effektive Kohäsion zum Zeitpunkt einer wirksamen Normalspannung = 0
- $\sigma$  = Normalspannung auf der Bruchfläche beim Bruch
- $u$  = Porenwasserdruck
- $\tan \varphi'$  = effektiver Winkel der inneren Reibung

Analog zur Untersuchung gesättigter Böden kann der Versuchsablauf in zwei Schritten (Konsolidierung, Schervorgang) beschrieben werden. Die Messung des Atmosphärendruckes sowie des Matrixpotentials ist für die Bestimmung der Porenwasserspannung während des

Konsolidations- und Schervorganges unverzichtbar. Diese Variablen müssen über den gesamten Versuchszeitraum bekannt sein, um die Scherfestigkeitsparameter bestimmen zu können. Eine Keramik mit hohem Lufteintrittspunkt wird zur Messung der Variation der Porenwasserspannung während des Versuchszeitraumes verwendet (vgl. Kap. 5.2.1). Zum Nachweis der Abhängigkeit der Festigkeitsparameter von der Porenwasserspannung werden zunächst Indexversuche mit einem mittelplastischen Modellversuchston durchgeführt. Die bodenmechanischen Kennwerte des verwendeten Tons sind in Tabelle 10 zusammengestellt.

Tabelle 10: Bodenmechanische Kennwerte, Modellversuchston

Modellversuchston	Parameter	Unterer Grenzwert	Oberer Grenzwert	Mittelwert
Konsistenzgrenzen	Fließgrenze $w_L$ [-]	0,356	0,390	0,373
	Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,167	0,167	0,167
	Schrumpfgrenze $w_S$ [-]	0,120	0,111	0,116
	Plastizitätszahl $I_P$ [-]	0,189	0,223	0,206
	Plastizitätsgrad	mittel	mittel	mittel
	Konsistenzzahl $I_C$ [-]	0,596	0,659	0,628
	Konsistenz	weich	weich	weich
	Aktivitätszahl $I_A$ [-]	0,405	0,478	0,442
	Aktivität	inaktiv	inaktiv	inaktiv
Kornverteilung	Tonanteil [%]	47	49	48
	Schluffanteil [%]	31	29	30
	Sandanteil [%]	1	1	1
	Kiesanteil [%]	-	-	-
Grundklassifikation	Kalkgehalt [-]	0,026	0,026	0,026
	Glühverlust [-]	0,041	0,052	0,047
	Wasseraufnahmefähigkeit [-]	0,595	0,597	0,596
	Korndichte [g/cm <sup>3</sup> ]	2,634	2,635	2,635
	Trockendichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1,626	1,634	1,630

Bei dem verwendeten Ton handelt es sich um ein Rohstoffprodukt für die keramische Industrie. Das Material wird industriell angemischt und in gleich bleibender Dichte und Zusammensetzung ausgeliefert. Die Ergebnisse der bodenmechanischen Grundklassifikation zeigen, dass der Ton mit einem mittleren Plastizitätsgrad gut in das Spektrum der untersuchten Böden einzureihen ist (vgl. Kap. 4). Die Ergebnisse zur Ermittlung des Lufteintrittspunktes durch Aufzeichnung der Retentionskurve sowie durch tägliche Tauchwägung sind in Abbildung 55 und Abbildung 56 dargestellt.



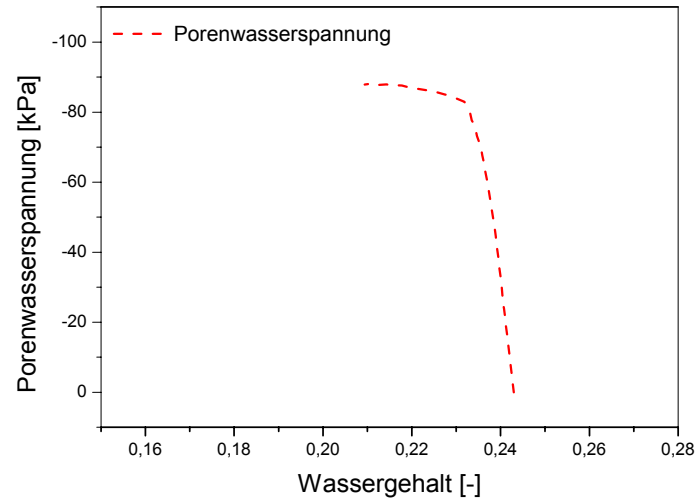


Abbildung 55: Wasserspannungskurve, Modellversuchston

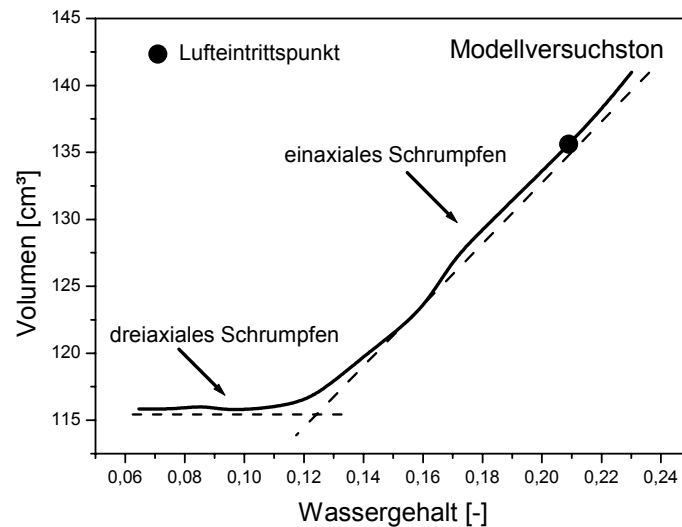


Abbildung 56: Tauchwägung zur Bestimmung des Grenzwassergehaltes, Modellversuchston

Die Tabelle 11 enthält die Ergebnisse zur Ermittlung des Grenzwassergehaltes aus den Verfahren zur Aufzeichnung der Retentionskurve sowie der Tauchwägung.

Tabelle 11: Grenzwassergehalte Modellversuchston, Vergleich Retentionskurve und Tauchwägung

Entnahmeort	Retentionskurve		Tauchwägung	
	Sr [-]	Grenzwassergehalt w [-]	Sr [-]	Grenzwassergehalt w [-]
Modellversuchston	0,9916	0,2191	0,9998	0,2139

Auch am Beispiel des Modellversuchstones bestätigt sich der aufgezeigte Zusammenhang, dass aus beiden Verfahren der Grenzwassergehalt zur Bestimmung des Luft Eintrittspunktes ermittelt werden kann.

Ein derartiges Material wie der Modellversuchston, mit garantierter gleich bleibender Qualität, ist daher für Indexversuche zur ersten Bestätigung der eingangs zu Kap. 5 aufgestellten Fragestellungen sehr gut geeignet.

Unter Normalspannungen von 100, 200 und 300 kPa werden Versuchsserien mit unterschiedlichen Anfangsporenwasserspannungen durchgeführt.

Zur Ermittlung der Festigkeitsparameter aus dem direkten Scherversuch existieren umfangreiche Arbeiten in der wissenschaftlichen Literatur. So berichten schon SKEMPTON (1964) und DE BEER (1965) über die Schwierigkeit der Definition des eindeutigen Bruchwertes aufgrund der ungleichmäßigen Verteilung der Spannungen auf der Scherfläche. Durch die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Gerätetechnik ist es jetzt möglich, den Bruchpunkt zu definieren. Basis dafür sind die aufgenommenen Messwerte der Porenwasserspannung und der Schubspannung über den Versuchsverlauf. Durch das Einbeziehen der Porenwasserspannung in die Versuchsauswertung kann ein Spannungspfad konstruiert werden, welcher den Verlauf der Spannungsentwicklung im Probekörper bis zum Bruchpunkt und darüber hinaus in der Phase der Restscherfestigkeit anzeigt. Da es sich bei der Porenwasserspannung um eine allseitige Spannung handelt, wirkt diese additiv zur Normalspannung (FREDLUND et al., 1993). Die Konstruktion der im Rahmen dieser Arbeit eingeführten Spannungspfade für den Modellversuchston, bei einer zu Versuchsbeginn eingestellten Porenwasserspannung von 50 kPa, ist in Abbildung 57 dargestellt.

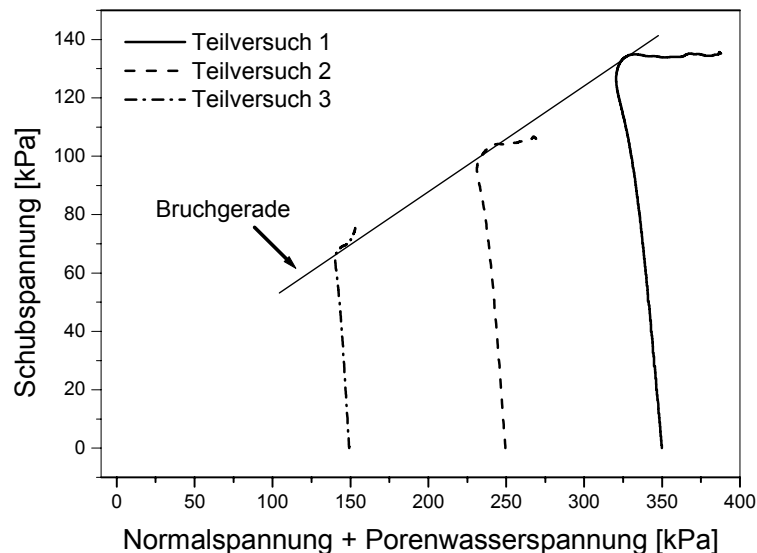


Abbildung 57: Konstruktion von Spannungspfaden, Modellversuchston

Die Porenwasserspannung erreicht am Bruchpunkt ihre maximale Reduktion. Die angelegte Bruchgerade ermöglicht die eindeutige Festlegung des Bruchpunktes für den untersuchten Modellversuchston.

Der erneute Anstieg des Spannungspfades für den Teilversuch 3 im  $\tau/\sigma$  Diagramm ist auf ein weiteres Ansteigen der Schubspannung nach Überschreiten des Bruchpunktes zurückzuführen. Die Abbildung 58 zeigt das Schubspannungs-Verschiebungsdiagramm und verdeutlicht den Schubspannungsverlauf.

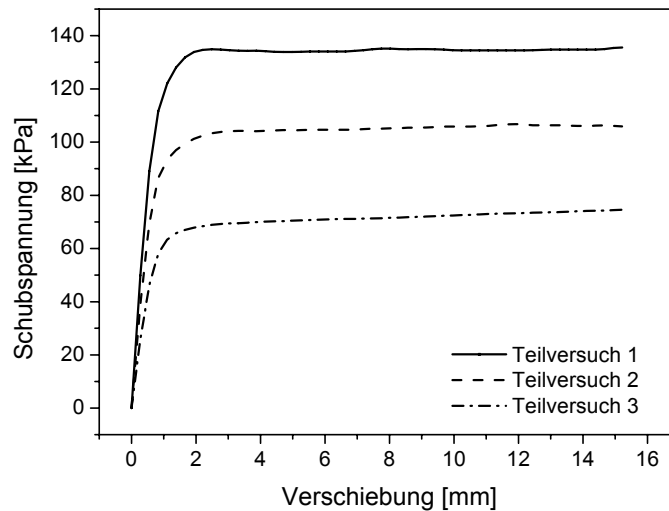


Abbildung 58: Schubspannungs – Verschiebungsdiagramm, Modellversuchston

FREDLUND et al. (1993) zeigen, dass im Versuchsbereich oberhalb des Lufteintrittspunktes das Bruchkriterium nach Mohr – Coulomb zur Auswertung der Versuche nach wie vor gültig ist. Erst unterhalb des Lufteintrittspunktes ist eine Erweiterung des Effektivspannungskonzeptes um den Parameter Porenluft erforderlich.

Die Versuche wurden oberhalb des ermittelten Lufteintrittspunktes ausgeführt. Zunächst ist der Frage nachzugehen, welchen Einfluss eine Porenwasserspannung auf den Winkel der inneren Reibung oberhalb und unterhalb des Lufteintrittspunktes ausübt.

In Kombination mit Untersuchungen von FREDLUND (1993) zeigt die Abbildung 59 die Änderung der Festigkeitseigenschaften eines Bodens, ausgedrückt durch den Kohäsionsanteil, in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung auf.

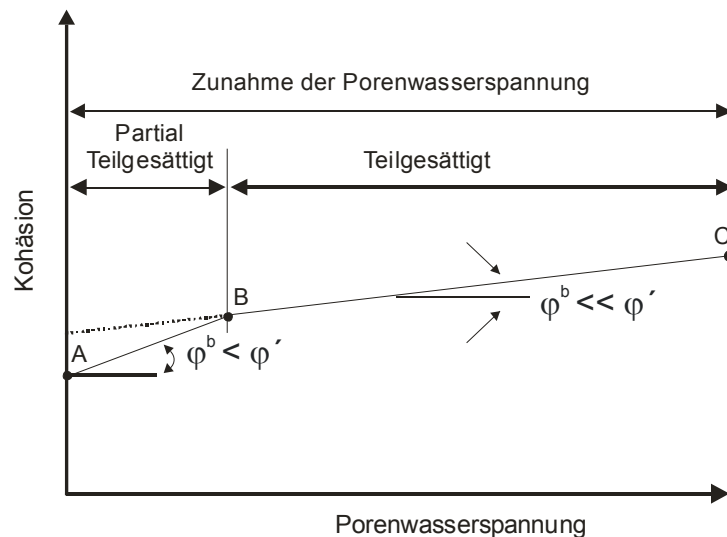


Abbildung 59: Nichtlinearität der Scherfestigkeit, Versuchsergebnisse aus Scherversuchen

Bei Punkt A liegen gesättigte Verhältnisse vor, folglich ist die Porenwasserspannung gleich Null. Erst mit dem Überschreiten von Punkt A kann durch eine Wassergehaltsreduktion eine Porenwasserspannung aufgebaut werden. Entlang der Linie A – B wird der Porenluftanteil einzig über die Kavitation des Porenwassers gesteuert. Bodenphysikalisch liegen demnach auch oberhalb des bodenspezifischen Lufttrittspunktes (B) durch das Wirken einer Porenwasserspannung und Kavitation des Porenwassers teilgesättigte Verhältnisse vor. Aufbauend auf den vorliegenden Erkenntnissen kann dieser Bereich bis zum Lufttrittspunkt als partial teilgesättigt bezeichnet werden. Mit Überschreiten des Lufttrittspunktes (B) wird der partial teilgesättigte Bereich verlassen und durch das Eintreten der Gasphase in den Porenraum der teilgesättigte Bereich definiert.

Mit Beginn des partial teilgesättigten Bereiches steigt die aufnehmbare Schubspannung mit zunehmender Porenwasserspannung an. FREDLUND et al. (1993) stellen für zunehmende Porenwasserspannungen in bindigen Böden eine Abnahme des Winkels der inneren Reibung bei zunehmendem Kohäsionsanteil fest. Dies ist begründet durch eine Veränderung im Tonmineralgefüge. Bedingung für die Anordnung von Tonmineralgefügen ist, dass in allen Raumrichtungen ein Gleichgewicht zwischen anziehenden und abstoßenden Kräften besteht. Durch Veränderungen im Porenwasserspannungsniveau wird dieses Gleichgewicht gestört. Die Porenwasserspannung wirkt additiv zur Normalspannung und die Tonmineralpartikel richten sich senkrecht zur größten Hauptspannung aus. Ergebnis dieser Neuordnung ist eine Zunahme der Flächenkontakte und eine Abnahme der Kantenkontakte in der Anordnung der Tonminerale. Dies wird ausgedrückt durch einen abnehmenden Reibungswinkel bei zunehmendem Kohäsionsanteil durch das Wirken der Porenwasserspannung.

Zur Beschreibung der effektiven Scherparameter ist es daher erforderlich, den neuen Winkel der inneren Reibung ( $\varphi^b$ ) für partial teilgesättigte und teilgesättigte Böden zu definieren, der

stets kleiner oder höchstens gleich groß  $\varphi'$  sein kann. Das Auftragen der ermittelten Bruchpunkte im  $\tau/\sigma$  Diagramm liefert ein Versuchsergebnis für den direkten Scherversuch unter Berücksichtigung der Porenwasserspannung additiv zur Normalspannung.

Die Abbildung 60 und die Tabelle 12 zeigen die Ergebnisse für den Modellversuchston bei einer Ausgangsporenwasserspannung von 30, 40 und 50 kPa. Die Trockendichten der Proben beim Einbau variieren zwischen 1,640 und 1,662 [g/cm³]. Die geringe Schwankung der Trockendichte beim Einbau ist tolerabel.

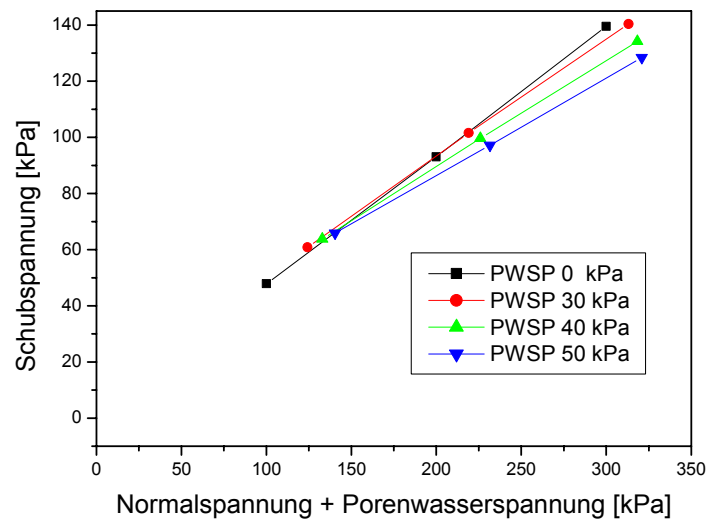


Abbildung 60: Abhängigkeit der Festigkeitsparameter ( $\tau_f$ ) von der Porenwasserspannung, Modellversuchston

Tabelle 12: Ermittelte Festigkeitsparameter, Modellversuchston

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\varphi^b$ [°]	$c'$ [kPa]
Modellversuchston	0	24,62		2,05
Modellversuchston	- 30		22,82	8,63
Modellversuchston	- 40		20,84	13,13
Modellversuchston	- 50		19,05	17,56

Die Bruchgerade weist eine Verflachung durch einen abnehmenden Reibungswinkel auf. Anhand der Abbildung 60 wird die Abhängigkeit der Bruchparameter von der eingestellten Porenwasserspannung deutlich. Ausgehend vom maximalen Wassergehalt durch Aufsättigung der Probekörper nach dem Einbau in die Versuchsgeräte kann der Wassergehalt bei Versuchsstart aufgrund der einaxialen Verformung während der Konsolidationsphase sowie dem Aufbau der Porenwasserspannung ermittelt werden. Ausgehend von einem Einbauwas-

sergehalt von 24,30 Gew.% sind die Wassergehalte in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung zum Startzeitpunkt der Scherversuche in Tabelle 13 zusammengefasst.

Tabelle 13: Wassergehalte zum Startzeitpunkt der Scherversuche, Modellversuchston

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	Wassergehalt, Start Scherversuch [Gew.%]
Modellversuchston	0	24,30
Modellversuchston	- 30	23,94
Modellversuchston	- 40	23,53
Modellversuchston	- 50	23,27

Deutlich wird an dieser Stelle, dass schon kleine Wassergehaltsreduktionen zum Aufbau erheblicher Porenwasserspannungen führen.

In einem nächsten Schritt ist zu untersuchen, in welchem Sättigungsgrad die Böden in situ vorliegen und damit der Fragestellung nachzugehen, ob die Böden sich oberhalb oder unterhalb des Lufteintrittspunktes befinden. Da Änderungen im Sättigungsgrad und Wassergehalt mit Volumenänderungen verbunden sind, ist zunächst unter diesen Bedingungen das Ödometer das geeignete Versuchsgerät zur Untersuchung der Volumenänderungen. Untersuchungen im modifizierten Ödometerversuchsstand mit Porenwasserspannungsmessungen (BACHMANN, 1998; WITTE et al. 1998, 1999, 2000, 2001, 2002) zeigen dabei den Zusammenhang zwischen Porenwasserspannung, initialer Trockendichte und Sättigungszahl auf.

## 5.4 Verformungsverhalten

Für die Untersuchungen wurde das Ödometer mit einer Messeinrichtung zur Bestimmung der Porenwasserspannung bestückt (Abbildung 61).

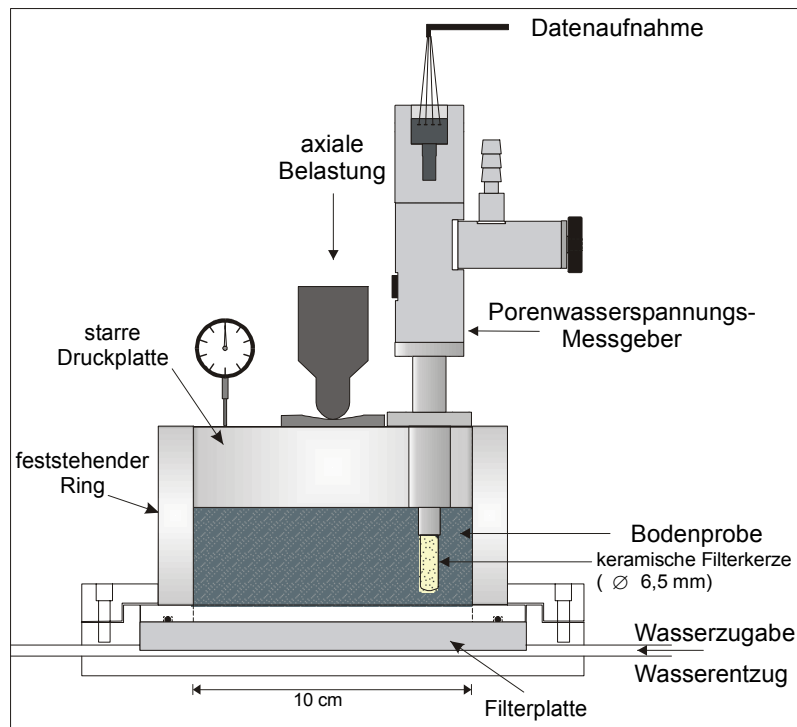


Abbildung 61: Modifiziertes Ödometer (BACHMANN, 1998)

Ziel dieser Untersuchungen ist das Aufzeigen des bodenspezifischen Zusammenhanges zwischen Porenwasserspannung, initialer Trockendichte, Sättigungszahl und einaxialer Verformung am Beispiel der untersuchten Böden. Das Gerät ermöglicht die Durchführung von Versuchen unter ständiger Kontrolle von Porenwasserspannung, Porenzahl und Wassergehalt oberhalb des bodenspezifischen Luft Eintrittspunktes. Ein regelbarer Luftstrom durch die untere bronzene Sintermetallfilterplatte ermöglicht hier wie im modifizierten Schergerät das Einstellen einer Porenwasserspannung von 0 bis 100 kPa. Zur Messung der Porenwasserspannung kommt ein Tensiometer wie in Kap. 5.2.1 beschrieben zum Einsatz. Für die Versuche wurden Porenwasserspannungen von 0 bis 85 kPa eingestellt. Die Normalspannung wird über eine stufenlos regelbare pneumatische Belastungseinrichtung aufgebracht. Alle Versuchsdaten werden digital erfasst und an einen PC weitergegeben. Die Darstellung der Ergebnisse zum Verformungsverhalten folgt in Kap. 7.

## **6     In situ Messungen**

Nach der Definition der besonderen Bedeutung des materialspezifischen Lufteintrittspunktes für das Festigkeits- und Verformungsverhalten der betrachteten Böden ist in einem nächsten Schritt zu untersuchen, mit welchem Wassergehalt die Böden in situ anstehen. Das Ziel der Felduntersuchungen muss daher die Beschreibung der Interaktion Klima - Boden - Bauwerk sein. Damit kann die Wirkung von Wassergehaltsschwankungen auf den Verformungsmechanismus erfasst und beschrieben werden.

Die messtechnische Erfassung der für die Interaktion notwendigen Parameter konzentriert sich dabei auf folgende Aspekte:

- Wassergehaltsmessungen in situ (Kirchengebäude Gilzum, Eilum, Uehrde, Wittmar)
- Erfassung der klimatischen Randbedingungen (Kirchengebäude Gilzum)
- Beobachtung der Gebäudebewegung (Kirchengebäude Gilzum)
- Vermessung der Geländeoberfläche (Kirchengebäude Gilzum)

Zur Bestimmung des Wassergehaltes in situ stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Zum Einsatz kamen im Rahmen dieser Arbeit ein radiometrisches (Neutronenstrahlung) und ein geoelektrisches (kapazitives) Verfahren. Die verwendeten Geräte sind als Rohrsonden konzipiert, welche aus einem Sondenkörper und einer Datenerfassungseinheit bestehen. Der Sondenkörper wird in einer ausgebauten Prüfstrecke abgesenkt und ist mit der Datenerfassungseinheit über ein Messkabel verbunden. An allen vorgestellten Objekten wurden zu diesem Zweck Prüfstrecken bis in eine Tiefe vom max. 4,40 m u.GOK durch Sondierungen hergestellt. Der Ausbau erfolgte mit PVC-Rohren der Dimension 63 \* 4,7 mm. Von besonderer Bedeutung ist der gute Kontakt des Messrohres mit dem umgebenden Boden. Ein Luftspalt bzw. eine Ringspaltverfüllung zwischen Ausbau und Boden muss vermieden werden, da dies zu einer Schwächung des Neutronenübertrittes bzw. des elektrischen Feldes führt. Ausbaueverbindungen in Überwurfkonstruktion zur Verbindung der Rohrtouren, wie im Brunnenausbau üblich, können daher nicht verwendet werden. Die verwendeten 1 m langen PVC-Rohre wurden daher nachbearbeitet und mit einem Stecksystem muffenfrei ausgerüstet. Die Abbildung 62 zeigt das Verbindungssystem sowie das verwendete Ausbaumaterial.

Um den umgebenden Boden möglichst wenig in seiner natürlichen Lagerung zu stören, wird zunächst eine Rammkernsondierung mit einem Durchmesser von 36 mm abgeteuft. In einem zweiten Schritt wird der Sondierungsdurchmesser sukzessive über 40, 50 auf 62 mm gesteigert. Durch diese Vorgehensweise wird im Herstellungsfortschritt ab dem zweiten Schritt nur Boden von der Wandung der Sondierstrecke entnommen. Eine Verdichtung des umgebenden Bodens kann damit vermieden werden. Die Rohre wurden im Weiteren mit einer Spitze aus Edelstahl mit Luftkanälen ausgerüstet. Diese Spitze gestattet das Einpressen des Roh-



res auch über leichte Hindernisse (Steine, Konkretionen) in der Wandung der Sondierstrecke. Die Kanäle ermöglichen das Austreten der in der Sondierstrecke eingeschlossenen Luft. Wird auf dieses wichtige Detail verzichtet, kommt es zu einem Einpressen des eingeschlossenen Luftvolumens in den umgebenden Boden und damit zu einer langanhaltenden Verfälschung der in situ Messungen.

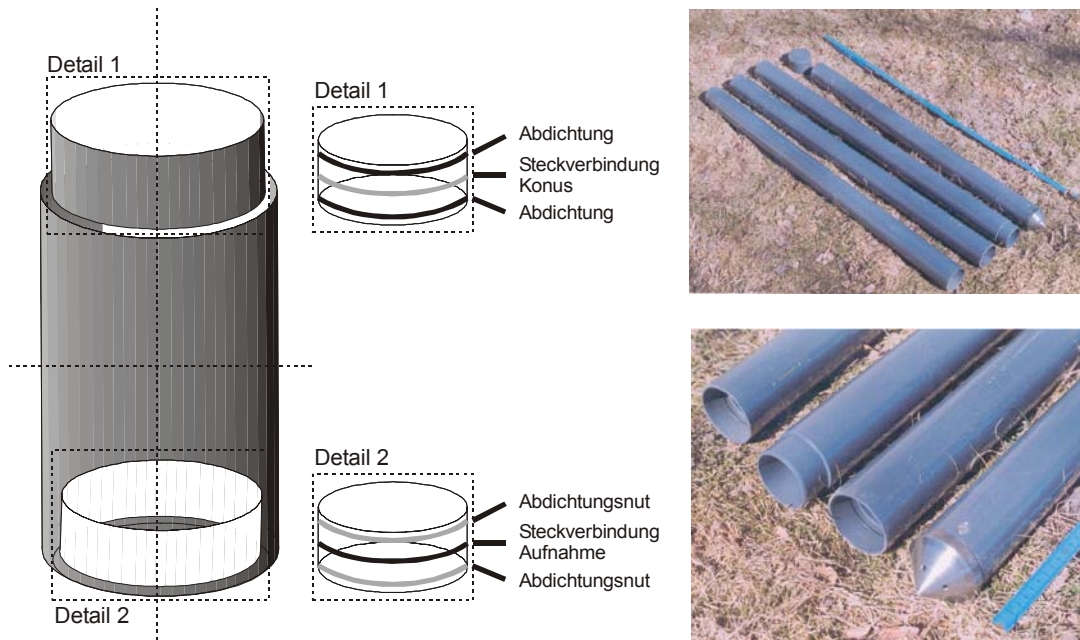


Abbildung 62: Messrohrsystem zum Ausbau der Feuchtemessstellen

Während der Herstellung wird in 20 cm Abständen Probenmaterial aus dem Bohrgut entnommen und im bodenmechanischen Labor der Wassergehalt gravimetrisch bestimmt. Nach Abschluss der Arbeiten zur Herstellung der Messstrecken erfolgt eine erste in situ Messung mit beiden Sonden. Bei dieser Erstmessung werden nur dimensionslose Rohdaten (sog. Zählraten) ermittelt. Die gravimetrische Wassergehaltsbestimmung sowie die im Anschluss an die Herstellung erfolgte in situ Messung dient der Entwicklung einer Kalibrierfunktion zur Auswertung der in situ Messungen. Das beschriebene Messrohrsystem wurde an den Kirchengebäuden von Gilzum, Eilum, Uehrde und Wittmar installiert.

## 6.1 Radiometrisches Verfahren

Ein mögliches in situ Verfahren zur Bestimmung des Wassergehaltes ist die Thermalisierung schneller Neutronen (sog. Neutronensonde), ein Standardverfahren in der Bodenphysik. Um den Wassergehalt im Boden durch die Thermalisierung schneller Neutronen zu messen, wird wie folgt verfahren.

Die verwendete radiometrische Rohrsonde der Firma Troxler vom Typ 3320 ist mit einer Neutronenquelle mit Americium- / Berylliumfüllung ausgerüstet. Über das Messkabel kann der Sondenkörper in beliebige Tiefen im ausgebauten Bohrloch abgesenkt werden. Von der

radioaktiven Quelle im Sondenkörper werden hochenergetische Neutronen großer Geschwindigkeit emittiert.

Die schnellen Neutronen werden durch die im Wassermolekül enthaltenen Wasserstoffatome gebremst. Als Ergebnis dieser Kollision entsteht eine Neutronenwolke aus langsamen Neutronen, die sich im thermischen Gleichgewicht mit ihrer Umgebung befinden. Der mittlere Weg, den ein Neutron zurücklegt, bevor es thermalisiert wird, hängt dabei von der Konzentration leichter Wasserstoffatomkerne im Wassermolekül ab. Je niedriger die Konzentration, umso größer der Diffusionsweg und umso kleiner ist die Intensität thermalisierter Neutronen in der Bodenumgebung der Quelle.

Der im Sondenkörper enthaltene BF<sub>3</sub>-Detektor ermittelt über die Dichte dieser Neutronenwolke im Messbereich die Anzahl thermischer Neutronen. Je nach vorliegender Trockendichte des Bodens reicht der Messbereich der Sonde von 15 cm in überkonsolidierten Böden bis zu 30 cm in normalkonsolidierten Böden. Die Abbildung 63 zeigt das verwendete Mess-equipment.

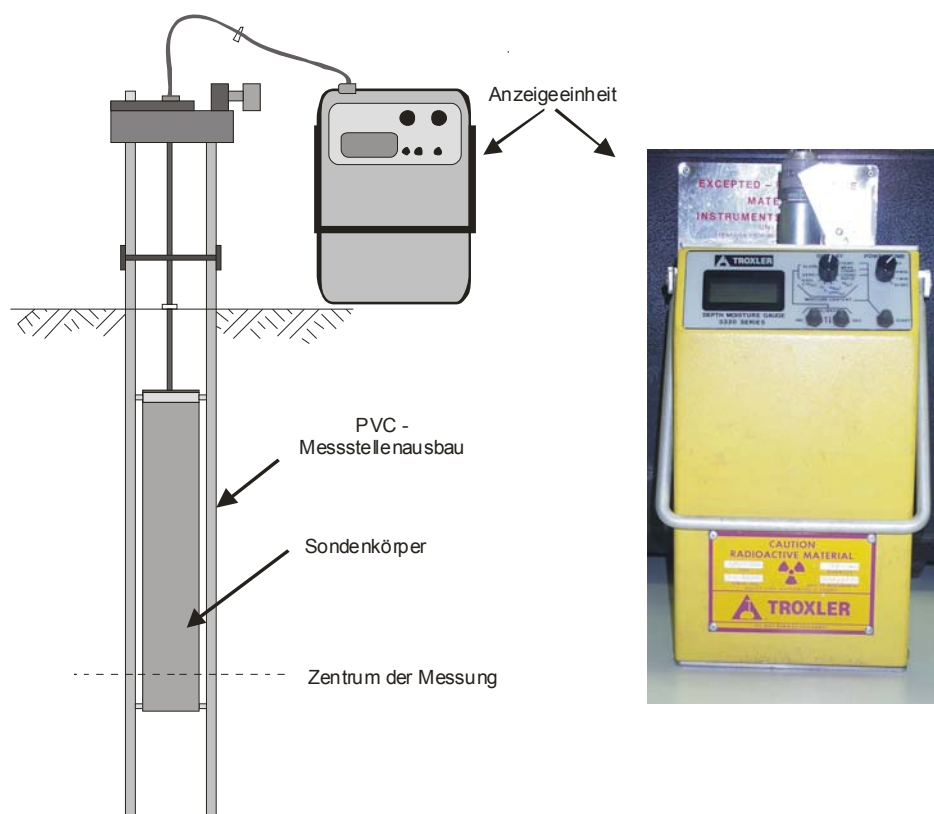


Abbildung 63: Prinzipskizze des Messstellenaufbaus und verwendete radiometrische Sonde

Von besonderer Bedeutung ist die exakte, bodenspezifische Kalibrierung des Gerätes. So wurde für jeden untersuchten Boden eine eigene Kalibrierfunktion entwickelt, um eine möglichst hohe Genauigkeit bei der Ermittlung der in situ Wassergehaltsschwankungen zu erreichen. Mit dem radiometrischen Verfahren konnte damit eine Messgenauigkeit von  $\pm 1,5$  Gew. % im Vergleich zur gravimetrischen Wassergehaltsbestimmung im

bodenmechanischen Labor erreicht werden. Die Anzahl der thermischen Neutronen steht bei diesem Messverfahren in einem linearen Verhältnis zum gravimetrischen Wassergehalt des Bodens (Abbildung 64).

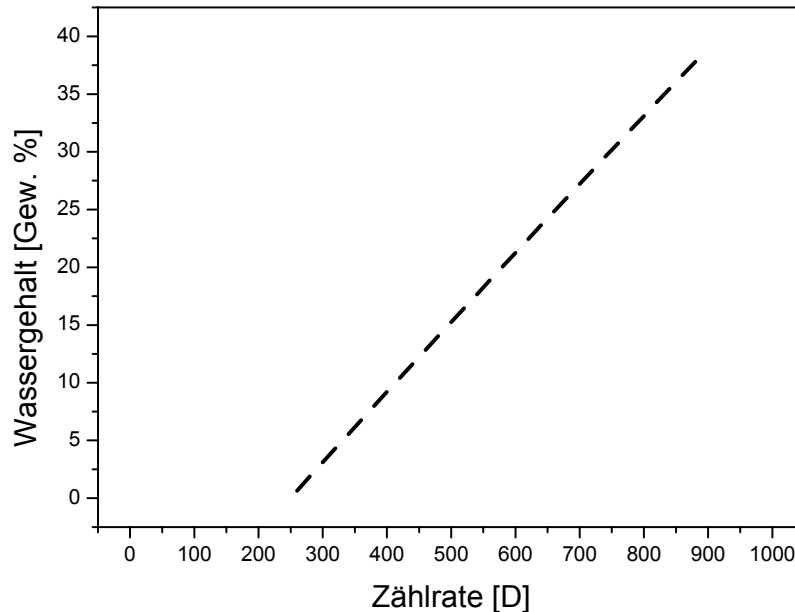


Abbildung 64: Lineare Kalibrierfunktion, Neutronensondenmessung

## 6.2 Geoelektrisches (FDR) Verfahren

Kapazitive Verfahren ermöglichen eine in situ Bestimmung des Wassergehaltes unter Zuhilfenahme der Dielektrizitätszahl. Die Dielektrizitätszahl ist eine dimensionslose Zahl, welche die Materialeigenschaften des Testmediums bezüglich Abschwächung elektrischer Felder beschreibt.

Das verwendete Verfahren der Frequency-Domain-Reflectometry (FDR) zur in situ Wassergehaltsbestimmung beruht darauf, dass die relative Dielektrizitätszahl von Wasser ( $\epsilon_0 = 81$ ) sehr viel größer ist als diejenige anderer Bestandteile des Bodens (mineralische Partikel:  $\epsilon_0 = 2 - 5$ ) und der Luft ( $\epsilon_0 = 1$ ).

Die Bestimmung des Bodenwassergehaltes mit einer FDR-Sonde erfolgt in zwei Schritten. Zuerst wird die Dielektrizitätszahl des betrachteten Bodenkörpers bestimmt und dann daraus im zweiten Arbeitsschritt der Wassergehalt.

Die verwendete FDR-Rohrsonde vom Typ Sentry 200 AP der Firma Troxler (Abbildung 65) besteht aus zwei Elektroden, welche durch einen Isolator voneinander getrennt sind und durch eine angelegte Wechselspannung einen Schwingkreis mit einer Eigenfrequenz von 55 MHz bilden.

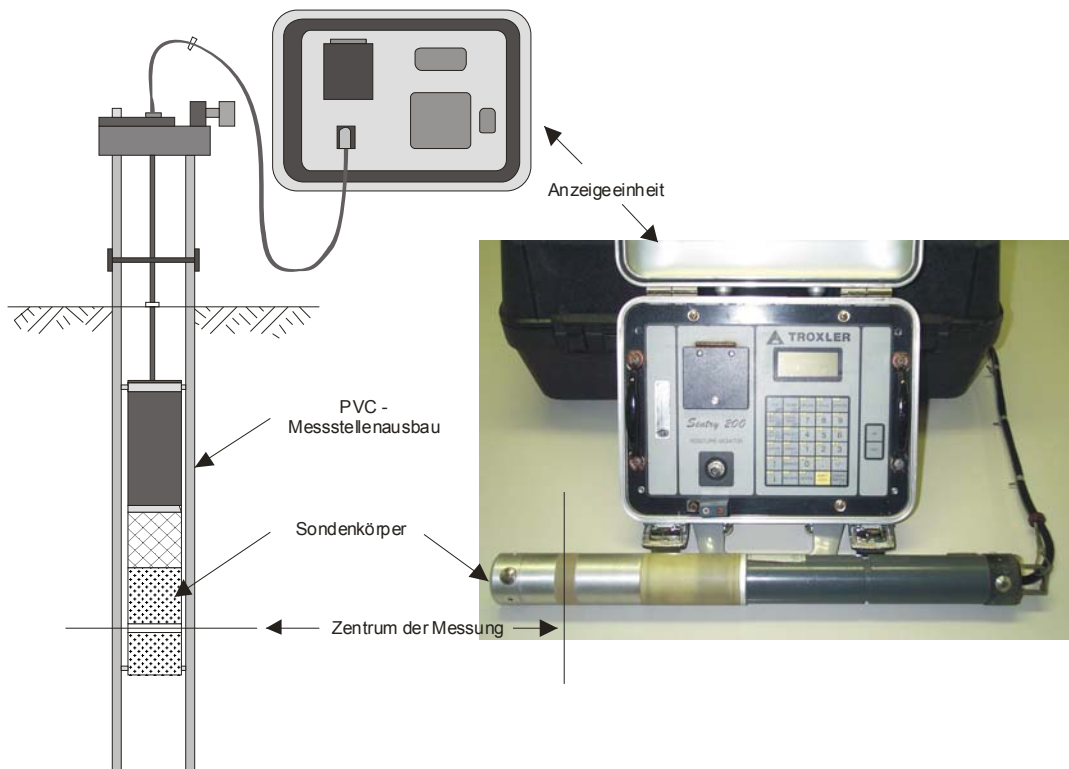


Abbildung 65: Prinzipskizze des Messstellenaufbaus und verwendete FDR - Sonde

Die Messung der Dielektrizitätszahl  $\epsilon_0$  beruht auf einer Resonanzfrequenzmessung der in den umgebenden Bodenkörper eingebrachten stehenden elektromagnetischen Welle. Aus der Resonanzfrequenz können schließlich die Dielektrizitätszahl und damit der Wassergehalt der Bodenmatrix bestimmt werden.

Dabei besteht folgende Beziehung:

$$w = \frac{1}{F_1} \cdot \ln \left[ \frac{D - F_2}{F_0} \right] [\text{Vol.}\%]$$

Gleichung 5 mit:

W: Wassergehalt [Vol.%]

D: Frequenzunterschied [-]

$F_{0,1,2}$ : Kalibrierfaktoren [-]

Die Dielektrizitätszahl  $\epsilon_0$  (ausgedrückt durch die Zählrate D) und der gravimetrische Wassergehalt stehen bei diesem Verfahren in keinem linearen Verhältnis zueinander (Abbildung 66).

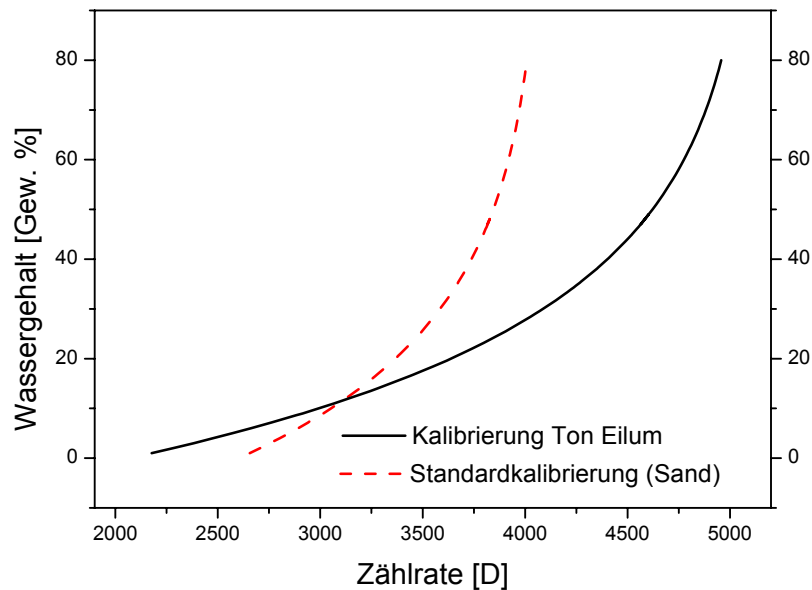


Abbildung 66: Kalibrierfunktion, FDR-Sonde

Daher ist die materialspezifische Kalibrierung der Messeinrichtung auch hier von besonderer Bedeutung. Da die Kalibrierung in einem nächsten Schritt tiefenabhängig vorgenommen wurde, konnten Messgenauigkeiten von  $\pm 0,5$  Gew. % im Vergleich zur gravimetrischen Wassergehaltsbestimmung im bodenmechanischen Labor erreicht werden.

Aufgrund der erreichbaren hohen Messgenauigkeit dieses Systems wurde die Sonde über einen Zeitraum von 5 Jahren zur wöchentlichen in situ Wassergehaltsbestimmung eingesetzt. Messungen mit der radiometrischen Sonde erfolgten monatlich zum Abgleich mit den Ergebnissen der geoelektrischen Sonde. Ähnlich wie für die radiometrische Sonde reicht der Messbereich der FDR-Sonde von 15 cm in überkonsolidierten Böden bis zu 30 cm in normalkonsolidierten Böden.

Problematisch sind Messungen bei Außentemperaturen  $< 5^{\circ}\text{C}$ . Der Temperatureinfluss auf die empfindliche Messelektronik führt hier zu einer nicht tolerablen Streubreite der Ergebnisse. Abhilfe konnte mit einem Heizelement in der transportablen Messbox geschaffen werden, welches auch bei extremen klimatischen Verhältnissen eine Temperatur von  $12^{\circ}\text{C}$  gewährleistete.

### 6.3 Interaktion Klima - Boden - Bauwerk

Die klimatischen Randbedingungen und ihre Veränderung im Jahreszyklus sind ein steuerndes Element des Bodenwassergehaltes. Es konnte in Kap. 5 aufgezeigt werden, dass Baugrundbewegungen und damit eine Veränderung der Festigkeitsparameter und des Verformungsverhaltens eng an Schwankungen des Wassergehaltes geknüpft sind. Der Erfassung

der lokalen klimatischen Randbedingungen kommt in Hinsicht auf das gesteckte Ziel, der Beschreibung der Interaktion Klima - Boden - Bauwerk, daher besondere Bedeutung zu.

Zu diesem Zweck ist am Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum eine Klimamessstation installiert. Die Anlage erfasst die folgenden Parameter:

- Windgeschwindigkeit (zwischen 0,5 und 35 m/s)
- Luftfeuchtigkeit (zwischen 10 und 100 % rel. Feuchte)
- Temperatur (zwischen  $-25$  und  $50^{\circ}\text{C}$ )
- Strahlungsintensität (zwischen 0,4 und  $1,1 \mu\text{m}$ )
- Niederschlag (max. 7 mm / min)

Im Weiteren sind Bodentemperaturgeber installiert, die in Abständen von 25 cm bis in eine Tiefe von 2,0 m u.GOK die jahreszeitenabhängige Bodentemperatur erfassen. Schwankungen im Bodenwassergehalt führen zu Verformungen des Baugrunds, und damit direkt zu Gebäudebewegungen. Daher ist neben der Erfassung der klimatischen Randbedingungen auch die Veränderung der Rissweiten am Gebäude zu erfassen. Zu diesem Zweck werden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig Rissmonitore hergestellt, mit denen eine 2-dimensionale Beobachtung der sich verändernden Rissweiten möglich ist. Die zweiteiligen Geräte bestehen aus Aluminiumträgern, in denen federnd gelagerte Acrylglasscheiben eingesetzt sind. Eine Acrylglasscheibe ist mit einem quadratischen Millimeterraster, die zweite mit einem Fadenkreuz versehen. Beide Teile werden rissüberdeckend angebracht. Finden Rissbewegungen statt, kommt es zu einer Relativverschiebung beider Teile gegeneinander, welche auf dem Millimeterraster mit einer Ablesegenauigkeit von 0,5 mm abgelesen werden kann. Die Abbildung 67 zeigt den verwendeten Rissmonitor.

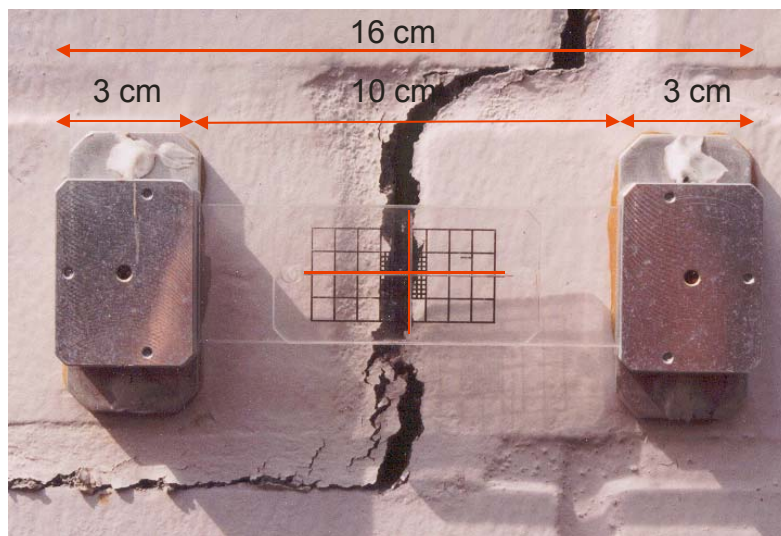


Abbildung 67: Verwendete Rissmonitore, Entwicklung am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TUBS

Die federnde Lagerung der Acrylglasscheiben geht auf Anwendungserfahrungen, begründet durch eine mögliche Horizontalbewegung der betrachteten Mauerwerkselemente, zurück. Ein Verzicht auf diese Lagerung kann zu einer gegenseitigen Verspannung der Acrylglas-scheiben und Beeinträchtigung des Messergebnisses führen.

Von besonderer Bedeutung ist im Weiteren die Veränderung der Geländehöhen aufgrund von Schwankungen der klimatischen Randbedingungen im jahreszeitlichen Wechsel. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass Schwankungen im Wassergehalt bei den vorliegenden Tonböden zu Volumenänderungen, und damit zu Hebungen oder Setzungen der Geländeoberfläche führen. Grundsätzlich ist daher zunächst zu erwarten, dass Bodenverformungen in allen Bereichen auftreten, in denen die betrachteten Tonböden den Baugrund bilden.

Zur Bestätigung dieses Zusammenhanges konnten auf dem Kirchengelände Gilzum umfangreiche Arbeiten, von der Einrichtung der Höhenmesspunkte bis hin zur Installation von Rissmonitoren am Gebäude, durchgeführt werden. Durch ein flächendeckendes Nivellement über den Zeitraum von 1998 bis 2002 konnten damit Veränderungen in den Geländehöhen aufgenommen werden. In Ermangelung eines geeigneten Höhenmesspunktes mussten auf dem Kirchengelände zwei unbewegliche Fixpunkte geschaffen werden, auf welche die eingerichteten Höhenmesspunkte bezogen werden. Zu diesem Zweck dienten zwei bis 5,0 m u.GOK reichende Aufschlussbohrungen auf dem Kirchengelände, die im Anschluss mit Zement verfüllt wurden. Die Ausrüstung mit einem Nivellierbolzen sowie die Abdeckung mit einer Straßenkappe komplettieren die so geschaffenen Fixpunkte (Abbildung 68).



Abbildung 68: Fixpunkt, Kirchengelände Gilzum

Zur Erfassung der Veränderung der Geländehöhen wurden Höhenmesspunkte konstruiert, von denen 7 Stück auf dem Kirchengelände eingerichtet werden konnten. Die Abbildung 69 zeigt das eingerichtete System der Höhenmesspunkte im Bodenprofil am Kirchengebäude Gilzum.



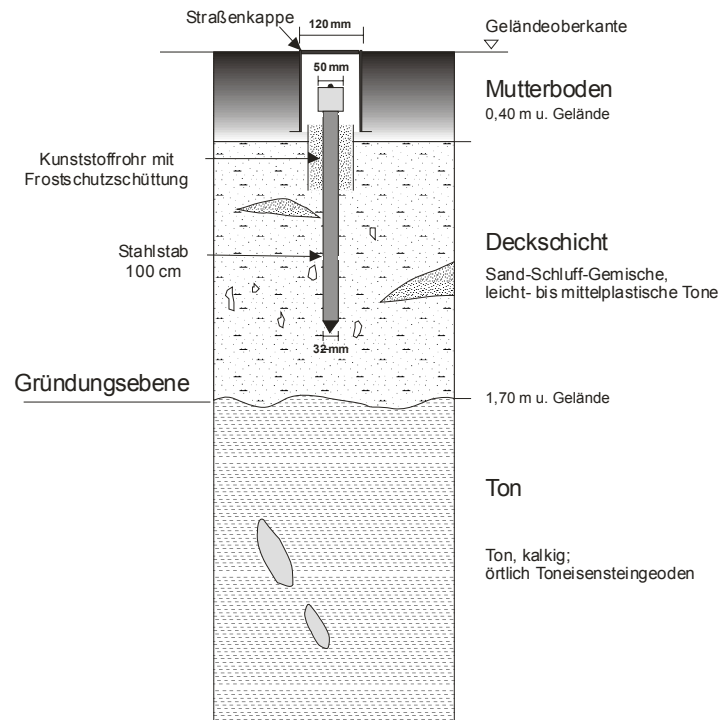


Abbildung 69: Eingerichteter Höhenmesspunkt, Bodenprofil Kirche Gilzum

Die verwendeten Stahlstäbe ( $\varnothing = 32 \text{ mm}$ ,  $L = 100 \text{ cm}$ ) wurden gerammt, um einen festen Verbund zwischen Boden und Stab zu gewährleisten. Eine Frostschutzschüttung dient der Vermeidung von Fehlmessungen aufgrund von Frosthebung im oberflächennahen Bereich. Eine Straßenkappe komplettiert das System und deckt es ab. Das flächendeckende Nivellement wurde über den Beobachtungszeitraum im 14-tägigen Rhythmus ausgeführt. In Zeiten stark schwankender klimatischer Randbedingungen wurde dieses Beobachtungsrastrer jedoch durch weitere Messungen verdichtet. Die Abbildung 70 zeigt die Lage der Feldmessstellen.

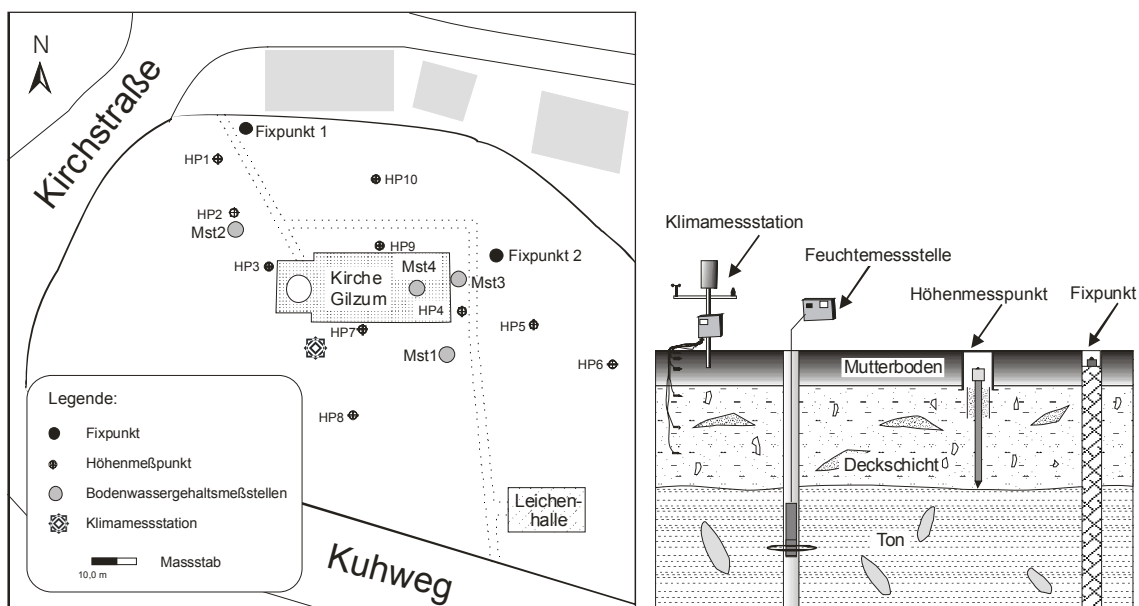


Abbildung 70: Kirchengelände Gilzum, Lage der Feldmessstellen und schematischer Aufbau



## **7     Ergebnisse der Labor- und in situ Untersuchungen**

Bei allen vorgestellten Schadensfällen ist die Analyse des Verformungsverhaltens und der Festigkeitsparameter im Spiegel des geologischen Kontextes wesentlicher Bestandteil der Beurteilung teilgesättigten Materialverhaltens.

So beschreibt schon BISHOP (1966) die Abhängigkeit der Festigkeitsparameter vom geologischen Kontext bei der Beurteilung gesättigten Materialverhaltens, während FREDLUND et al. (1993) Ansätze zur Beurteilung der Festigkeitsparameter bei teilgesättigten Materialverhalten liefern.

Das vorliegende Kapitel zeigt den Zusammenhang zwischen dem Wirken einer Porenwasserspannung und ihrem Einfluss auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten im Fall der untersuchten Böden auf. Hierzu werden Untersuchungen an ungestört entnommenen Proben der Standorte Wittmar, Eilum und Gilzum durchgeführt. Zu beachten ist, dass die Festigkeits- und Verformungseigenschaften in Abhängigkeit von einer Porenwasserspannung in den vorliegenden Untersuchungen in besonderem Maße von der Qualität der entnommenen Proben abhängig sind. Nur Proben, welche als ungestört in ihrer Struktur und Textur bezeichnet werden können, sind für die weiterführenden Untersuchungen geeignet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Gefügestruktur und mit ihr der Porenraum wesentlich für die Beurteilung der Porenwasserspannung während des Versuchsablaufes sind.

Der Versuchsablauf zur Ermittlung der Materialeigenschaften verläuft in zwei Schritten. Zunächst erfolgen das Aufbringen einer Normalspannung sowie das Einstellen einer Porenwasserspannung in den in Kap. 5 vorgestellten Versuchsgeräten. Im zweiten Schritt schließen sich die Untersuchungen zum Festigkeits- und Volumenänderungsverhalten an. Im modifizierten direkten Schergerät erfolgt die Scherphase mit ständiger Aufzeichnung der Variation der Scherspannung, Porenwasserspannung und der einaxialen Verformung. Die Schergeschwindigkeit beträgt dabei 0,001 mm / min. Im modifizierten Ödometer folgen Untersuchungen zum Volumenänderungsverhalten durch zyklischen Auf- und Abbau der Porenwasserspannung, zur Quelldruckermittlung sowie zur Einwirkung zusätzlicher Lasten auf das Niveau der Porenwasserspannung.

Ziel ist es, Schlussfolgerungen zu formulieren, in welchem Maße eine Abhängigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften von der Porenwasserspannung und damit vom Wassergehalt besteht. Die Arbeiten führen damit zu einem besseren Verständnis des mechanischen Verhaltens von Böden unterschiedlicher geologischer Genese und Spannungsgeschichte.

## 7.1 Bodenphysikalische Eigenschaften der untersuchten Böden

Die Festigkeit von Böden ist das Ergebnis aus Widerstand und Bewegung an Partikelkontakflächen. Jeder Partikelkontakt kann Spannungen von einem Partikel zu einem anderen über Flächen und Kanten abtragen. Physikalische und chemische Bindungen führen zu einer Veränderung in der Anordnung der Partikelkontakte und damit zu einer Veränderung im Festigkeits- und Verformungsverhalten.

Chemische Bindungen, z.B. durch Calciumkarbonat-Zementation, sind für die vorliegenden Untersuchungen von untergeordneter Bedeutung. Diese entstehen durch wechselnde pH- und eh-Bedingungen bei der Konsolidation und Diagenese von Böden (ALONSO et al., 2002). Der eh-Wert beschreibt dabei das in einem System aus Oxidation und Reduktion (Atombindung) bei einer Elektronenbewegung erzeugte oder benötigte Potential, d.h., ob für die Atombindung Energie benötigt wird oder frei wird (endothermer oder exothermer Prozess). Dieser Prozess ist abhängig vom pH-Wert im Bildungsmilieu.

Die bodenmechanischen Untersuchungen in Kap. 4 zeigen das Wirken von oberflächennahen Verwitterungsprozessen. Die Verwitterung führt im oberflächennahen Bereich zu einer Erhöhung des Feinkornanteils und einer Zunahme des Porenanteils. Gleichzeitig werden oberflächennahe intergranulare chemische Bindungen zerstört, was sich durch eine Zunahme des Kalkanteils mit der Tiefe verdeutlicht. Durch die Zunahme des Porenanteils erlangen die physikalischen Bindungen eine besondere Bedeutung. Physikalische Bindungen in teilgesättigten Böden werden durch die elektrostatische Wechselwirkung der Ladungsträger im Porenraum (VAN DER WAALSSCHE Kräfte, vgl. Kap. 3) durch die Wirkung der Porenwasserspannung bei Schwankungen im Wassergehalt hervorgerufen. Der Prozess der Entwicklung von Porenwasserspannungen ist daher maßgeblich für die Änderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften.

Volumen, Porenwasserspannung, Normalspannung und Gefügestruktur sind die vier maßgebenden Variablen zur Beschreibung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften eines partial teilgesättigten oder teilgesättigten Bodens. Wesentliches Eingangskriterium ist die Trockendichte eines Bodens. Untersuchungen von TERZAGHI / PECK (1964) zeigen die Abhängigkeit der Festigkeit vom Ausgangsspannungszustand bei verschiedenen Böden. Steuerndes Element ist die Korn-zu-Korn-Verzahnung, welche die höheren Festigkeiten von nichtbindigen Böden gegenüber bindigen Böden verursacht. Veränderungen der Festigkeits-eigenschaften, welche direkt zurückzuführen sind auf Veränderungen im Ausgangsspannungszustand, können durch die Variation der Scherparameter  $\phi'$ ,  $c'$  und  $\phi^b$  als Reibungswinkel für den partial teilgesättigten und teilgesättigten Zustand (vgl. Kap. 5.3) beschrieben werden. Der Reibungswinkel nimmt ab, wenn die Porenwasserspannung zunimmt. In Kap. 5 konnte die Abhängigkeit der Scherparameter von der zu Versuchsbeginn eingestellten Porenwasserspannung aufgezeigt werden. Veränderungen im Ausgangsspannungszustand

führen im Weiteren in bindigen Böden zu Veränderungen im Porenraum. Aufgrund der theoretischen Vorüberlegungen in Kap. 5 zum Festigkeits- und Verformungsverhalten der zu untersuchenden Böden ist besonders die Veränderung im Porenraum und damit die Volumenänderung und die Variation der Festigkeitseigenschaften in Abhängigkeit von einer Porenwasserspannung in den modifizierten Versuchsgaräten näher zu untersuchen.

## 7.2 Festigkeitseigenschaften unter Berücksichtigung teilgesättigten Materialverhaltens

Die Mobilisierung von Scherkräften ist mit einer Veränderung des Porenvolumens und damit der Gefügestruktur verbunden. Die Volumenänderungen sind abhängig vom Verdichtungs- zustand des Bodens vor Beginn des Schervorganges. Der Mechanismus hinter der Volumenänderung ist die Neuordnung der Bodenpartikel während des Schervorganges. Böden mit geringer Trockendichte wie locker gelagerte nichtbindige Böden oder normalkonsolidierte bindige Böden ( $OCR = 1$ ) zeigen ein kontraktantes Materialverhalten, während dichtgelagerte nichtbindige und überkonsolidierte bindige Böden ( $OCR > 1$ ) dilatantes Materialverhalten während des Schervorganges aufzeigen (SCHULTZE / MUHS, 1967). Ausgedrückt werden kontraktantes und dilatantes Verhalten durch Volumenänderungen und damit Veränderungen des Porenanteils im Probenkörper. In Abbildung 71 ist der Zusammenhang für den normalkonsolidierten Modellversuchston ( $OCR = 1$ ) und den überkonsolidierten Kreideton aus Eilum ( $OCR > 1$ ) dargestellt. Eine positive Skalierung in den Diagrammen zur Darstellung der einaxialen Verformung gegenüber dem Scherweg zeigt eine Setzung an, während eine negative Skalierung Hebungen anzeigt.

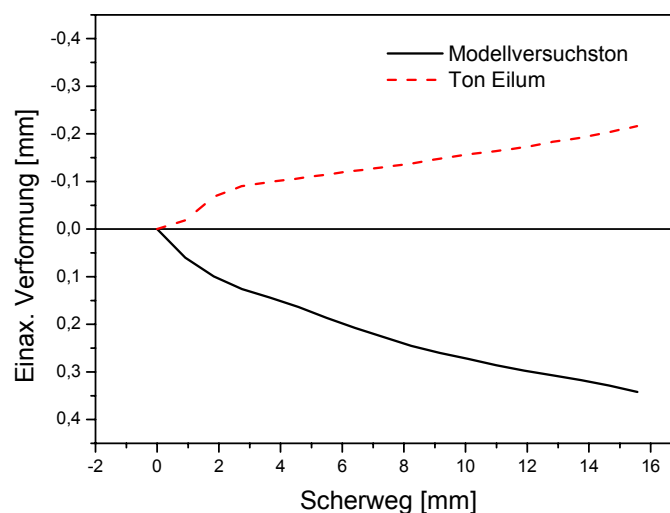


Abbildung 71: Dilatantes und kontraktantes Materialverhalten, Modellversuchston und Ton Eilum

In partial teilgesättigten und teilgesättigten Böden ist die Veränderung des Porenanteils durch eingetragene Spannungen an die Änderung der Porenwasserspannung geknüpft. Eine

Volumenabnahme führt daher aufgrund der theoretischen Vorüberlegungen zu einer Abnahme der Porenwasserspannungen.

Die Vorversuche (vgl. Kap. 5) zeigen, dass sich nach Überschreiten des Bruchpunktes eine Porenraumvergrößerung und Gefügauflockerung im Bereich der Scherfuge anschließt. Die Gefügauflockerung muss damit mit einer Zunahme der Porenwasserspannung in der Scherfuge verbunden sein, während in den anderen Probenbereichen aufgrund des kontraktanten Materialverhaltens eine Abnahme der Porenwasserspannung vorherrscht. Da sich das Tensiometer in direktem Kontakt zur Scherfuge befindet, muss diese Zunahme der Porenwasserspannung messbar sein. Der Zusammenhang zwischen der Volumenänderung und der Variation der Porenwasserspannung ist für den Schervorgang am Beispiel des Modellversuchstons in Abbildung 72 aufgezeigt. Die bodenmechanischen Kennwerte des Materials enthält die Tab. 3 in Kap. 5.

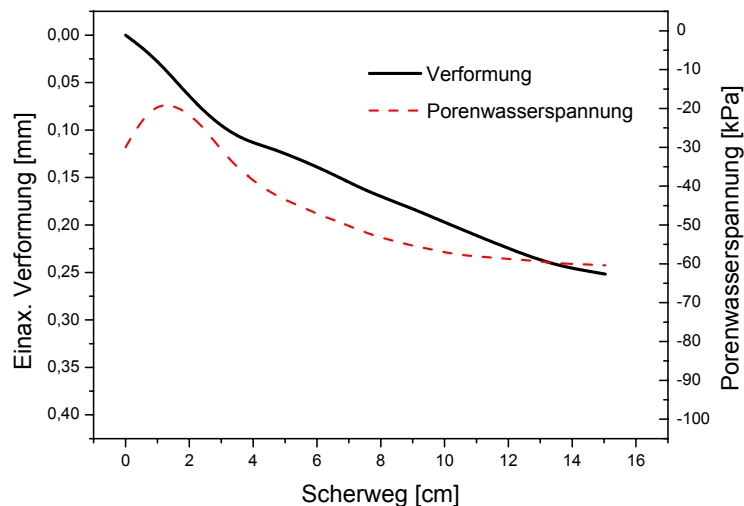


Abbildung 72: Einaxiale Verformung und Porenwasserspannung über den Scherweg, Modellversuchston

Der untersuchte Ton weist das für normalkonsolidierte bindige Böden typische kontraktante Materialverhalten auf. Die Abbildung 73 zeigt den Zusammenhang zwischen der Schubspannung und der Porenwasserspannung über den Scherweg.

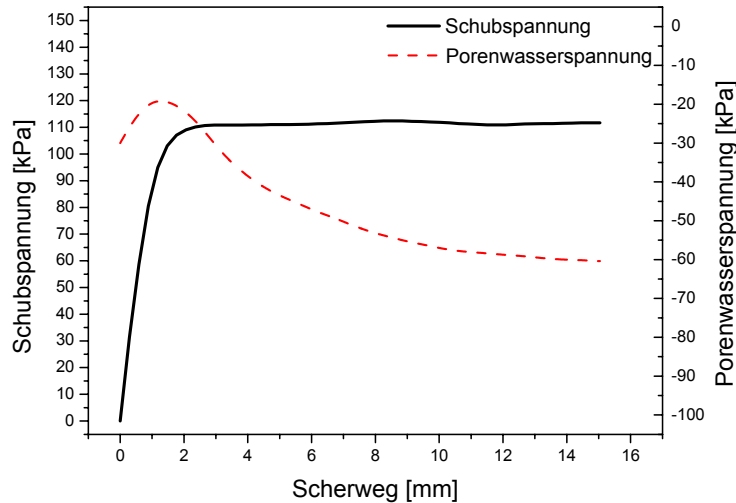


Abbildung 73: Schubspannung und Variation der Porenwasserspannung über den Scherweg, Modellversuchston

Die Schubspannung erreicht den Maximalwert und verbleibt dann auf einem einheitlichen Niveau. Die Volumenabnahme durch kontraktantes Materialverhalten flacht nach Erreichen des Bruchpunktes leicht ab (Abbildung 72). Mit Beginn des Schervorganges wird die Porenwasserspannung zunächst bis zu einem auflastabhängigen Minimum reduziert. Mit Erreichen des Minimalwertes der Porenwasserspannung erreicht der Probekörper den Bruchpunkt und damit den Wert der Restscherfestigkeit. Dieser Zusammenhang wird durch die in Kapitel 5 eingeführte neue Auswertung durch die Verwendung eines Spannungspfades unter Berücksichtigung der Porenwasserspannung bestätigt. Die Porenwasserspannung steigt nach Überschreiten des Bruchpunktes wieder an. Der Anstieg der Porenwasserspannung ist auf eine Auflockerung im Probekörper im Bereich der Scherfuge zurückzuführen, wie sie auch in situ zu erwarten ist. Weiterführende Untersuchungen (Abbildung 74) nach Abschluss des Abschervorganges zeigen den Ausgleich der unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus durch Diffusionsprozesse (Brownsche Molekularbewegung).

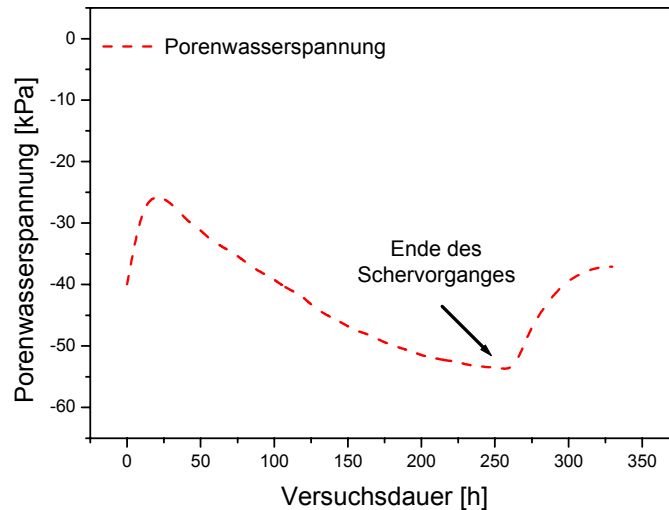


Abbildung 74: Porenwasserspannungsausgleich im Probekörper, Modellversuchston

Erst nach Abschluss der energetischen Ausgleichsprozesse ist ein stabiles Porenwasserspannungsniveau erreicht. In Übereinstimmung mit der gemessenen Kontraktanz des Probekörpers während des Bewegungsablaufes ist das stabile Endniveau der Porenwasserspannung geringer als das Ausgangsniveau. In einem nächsten Schritt ist daher zu untersuchen, wie sich die theoretischen Erkenntnisse aus der Untersuchung an einem Modellversuchston auf die in situ anstehenden Böden übertragen lassen. Von besonderer Bedeutung sind hier die Genese (vgl. Kap. 2) sowie die Spannungsgeschichte der zu untersuchenden Böden. Nur die gekoppelte Betrachtung von Genese und Spannungsgeschichte und damit die Betrachtung des Normal- und Überkonsolidationszustandes lässt eine wissenschaftliche Interpretation in Hinsicht auf das gesteckte Ziel der Interpretation der Schadensfälle zu.

### 7.2.1 Festigkeitsverhalten der untersuchten Böden

Zur weiteren Verifizierung der aufgestellten Hypothesen werden zunächst Versuche unter Verwendung der normalkonsolidierten, quartären Schluffe aus Wittmar durchgeführt. Im Anschluss daran folgen die überkonsolidierten Tone der Standorte Eilum und Gilzum. Alle Versuche werden unter Verwendung von Normalspannungen von 100, 200 und 300 kPa durchgeführt. Die überkonsolidierten Tone waren einer glazialen Eisauflast von 500 m ausgesetzt (WOLDSTEDT, 1931). Durch die Wahl der Normalspannungen wird der Überkonsolidationszustand zu keinem Zeitpunkt verlassen. Zu Beginn einer jeden Versuchsreihe wird der zu untersuchende Boden zunächst ohne Wirken einer Porenwasserspannung abgesichert. Darauf folgend werden Versuchsserien mit Ausgangsporenwasserspannungen von 30, 40 und 50 kPa durchgeführt.

Die Abbildung 75 zeigt die Versuchsauswertung zur Ermittlung des Bruchpunktes über die in Kapitel 5 eingeführte Methode der Spannungspfade für den Schluff aus Wittmar unter Berücksichtigung einer vor Versuchsbeginn eingestellten Porenwasserspannung von 30 kPa.

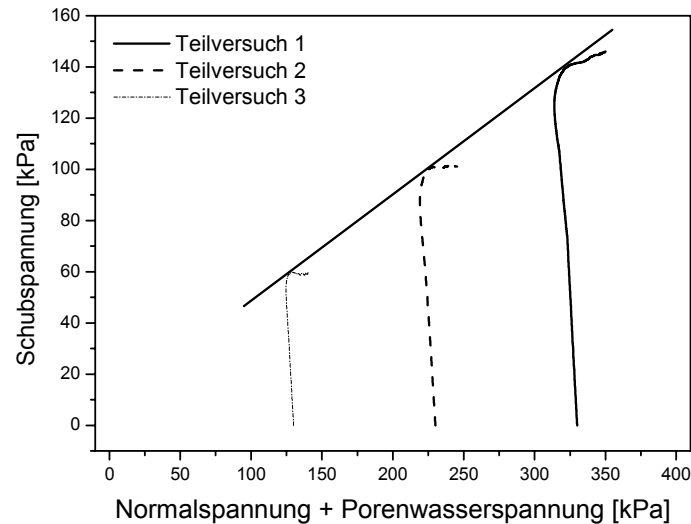


Abbildung 75: Spannungspfade, Direkter Scherversuch Schluff Wittmar, Porenwasserspannung 30 kPa

Die Abbildung 76 zeigt die Bruchgeraden für die eingestellten Anfangsporenwasserspannungen am Beispiel der quartären Schluffe aus Wittmar. Die Trockendichten der Proben beim Einbau variieren zwischen 1,571 und 1,598 g/cm³. Es wurden nur Proben aus der Gründungsebene des Gebäudes verwendet. Die geringe Schwankung der Trockendichte beim Einbau ist tolerabel.

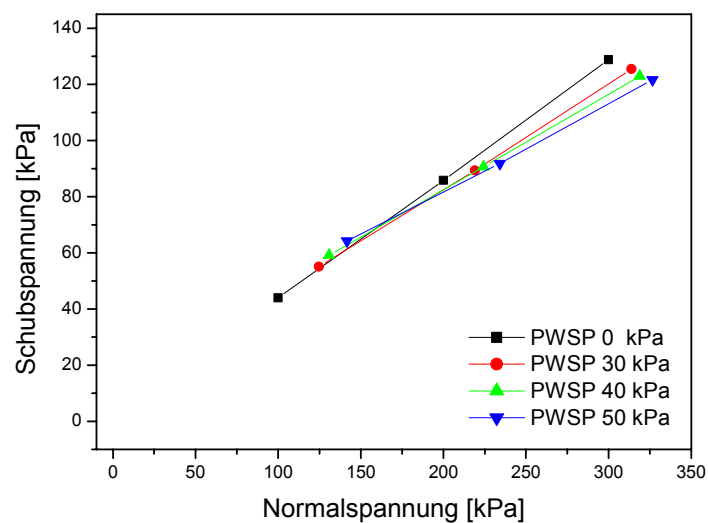


Abbildung 76: Abhängigkeit der Schubspannung von der Porenwasserspannung (PWSP), Schluff Wittmar

Die Bruchgeraden weisen die in den Indexversuchen an Modellversuchston (vgl. Kap. 5) aufgezeigte Abhängigkeit der Festigkeitsparameter von der Porenwasserspannung auf. Die Tabelle 14 zeigt die ermittelten Festigkeiten.

Tabelle 14: Ermittelte Festigkeitsparameter, Schluff Wittmar

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\varphi^b$ [°]	$c'$ [kPa]
Schluff Wittmar	0	22,97	-	1,60
Schluff Wittmar	- 30	-	22,30	9,25
Schluff Wittmar	- 40	-	18,74	14,76
Schluff Wittmar	- 50	-	17,16	20,20

Ausgehend von einem Einbauwassergehalt von 26,60 Gew. % sind die Wassergehalte in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung zum Startzeitpunkt der Scherversuche in Tabelle 15 zusammengefasst.

Tabelle 15: Wassergehalte zum Startzeitpunkt der Scherversuche, Schluff Wittmar

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	w [Gew.%], Start Scherversuch
Schluff Wittmar	0	23,60
Schluff Wittmar	- 30	23,09
Schluff Wittmar	- 40	22,90
Schluff Wittmar	- 50	22,69

Die Schluffe vom Standort Wittmar ( $OCR = 1$ ) erfahren analog zu den Untersuchungen an Modellversuchston zu Beginn des Versuches eine Abnahme des Porenvolumens im Bereich der Scherkrafteinleitung. Die sich anschließende Vergrößerung des Porenvolumens im Bereich der Scherfuge wird durch den schon bekannten Anstieg der Porenwasserspannung nach Überschreiten des Bruchpunktes abgebildet.

Die Abbildung 77 zeigt den Verlauf der einaxialen Verformung und der Variation der Porenwasserspannung über den Versuchsverlauf.



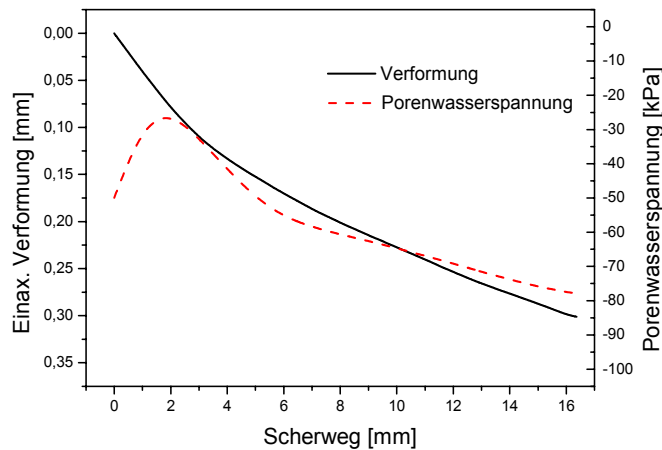


Abbildung 77: Einaxiale Verformung und Porenwasserspannung über den Scherweg, Schluff Wittmar

Auch hier wird analog zu den Untersuchungen an Modellversuchston ein stabiles Endniveau der Porenwasserspannung erst nach Abschluss des Schervorganges erreicht (Abbildung 78).

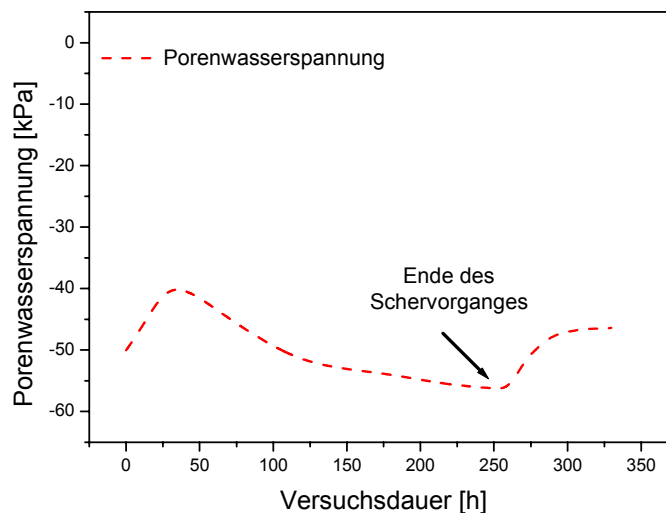


Abbildung 78: Porenwasserspannungsausgleich im Probekörper, Schluff Wittmar

Die Ergebnisse zeigen damit den Einfluss einer Änderung des Porenvolumens auf das Niveau der Porenwasserspannung während des Versuchsablaufes. Die aufgezeigte Interaktion zwischen Volumenänderung, Porenwasserspannung und Gefügestruktur verdeutlicht den Einfluss der Porenwasserspannung auf die Festigkeitseigenschaften normalkonsolidierter Böden. In einem nächsten Schritt ist daher der aufgezeigte Zusammenhang auf die in Eilum und Gilzum anstehenden überkonsolidierten Böden auszuweiten. Zu Beginn einer jeden Versuchsreihe wird der zu untersuchende Boden analog der zuvor beschriebenen Versuchsrandbedingungen zunächst ohne Wirken einer Porenwasserspannung abgesichert. Darauf

folgend werden Versuchsserien mit Porenwasserspannungen von 10, 30 und 50 kPa durchgeführt. Die Trockendichte beim Einbau in die Versuchsgeräte variiert für den Ton aus Eilum zwischen 1,583 und 1,617 g/cm<sup>3</sup>, und für den Ton aus Gilzum zwischen 1,710 und 1,755 g/cm<sup>3</sup>. Auch hier wurden nur Proben aus der Gründungsebene der Gebäude verwendet. Die geringe Schwankungsbreite der Trockendichte beim Einbau ist tolerabel.

Die Abbildung 79 zeigt die Ermittlung des Bruchpunktes über das Auftragen der Spannungspfade unter Berücksichtigung einer Anfangsporenwasserspannung von 50 kPa für den Kreideton aus Eilum. Die Abbildung 80 enthält die Variation der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von den eingestellten Porenwasserspannungen. Die bodenmechanischen Kennwerte der Materialien enthält das Kapitel 4.

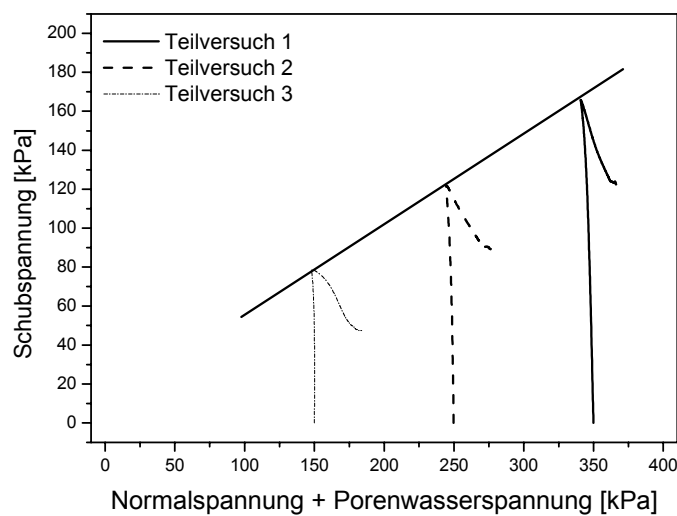


Abbildung 79: Spannungspfade, Ton Eilum, Porenwasserspannung zu Versuchsbeginn 50 kPa

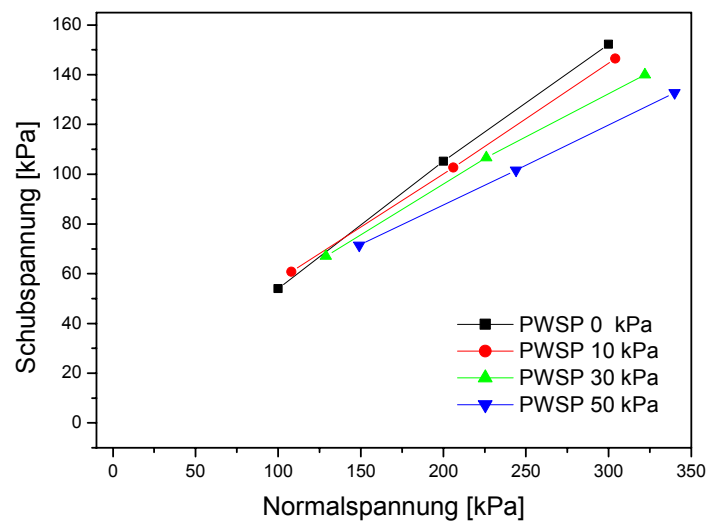


Abbildung 80: Abhängigkeit der Schubspannung von der Porenwasserspannung, Ton Eilum

Die Bruchgeraden zeigen auch für den überkonsolidierten Ton die schon aufgezeigte Abhängigkeit der Festigkeitsparameter von der Porenwasserspannung auf. Die Tabelle 16 zeigt die ermittelten Festigkeiten für die untersuchten Materialien:

Tabelle 16: Ermittelte Festigkeitsparameter, Ton Eilum und Gilzum

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	$\phi$ [°]	$\phi^b$ [°]	$c'$ [kPa]
Ton Eilum	0	25,00	-	12,31
Ton Eilum	- 10	-	23,76	13,26
Ton Eilum	- 30	-	20,71	18,26
Ton Eilum	- 50	-	17,80	23,64
Ton Gilzum	0	27,68	-	10,82
Ton Gilzum	- 10	-	24,33	12,71
Ton Gilzum	- 30	-	21,83	16,23
Ton Gilzum	- 50	-	19,21	19,71

Ausgehend von einem Einbauwassergehalt von 26,37 Gew. % für den Ton aus Eilum und 32,67 Gew. % für den Ton aus Gilzum sind die Wassergehalte in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung zum Startzeitpunkt der Scherversuche in Tabelle 17 zusammengefasst.

Tabelle 17: Wassergehalte zum Startzeitpunkt der Scherversuche, Ton Eilum und Ton Gilzum

Boden	Porenwasserspannung [kPa]	w [Gew.%], Start Scherversuch
Ton Eilum	0	26,37
Ton Eilum	- 10	25,51
Ton Eilum	- 30	25,35
Ton Eilum	- 50	25,33
Ton Gilzum	0	32,67
Ton Gilzum	- 10	32,39
Ton Gilzum	- 30	31,98
Ton Gilzum	- 50	31,64

Die Abbildung 81 zeigt den Zusammenhang zwischen der einaxialen Verformung und der Porenwasserspannung für den Kreideton aus Eilum bei einer vor Versuchsbeginn eingestellten Porenwasserspannung von 30 kPa.

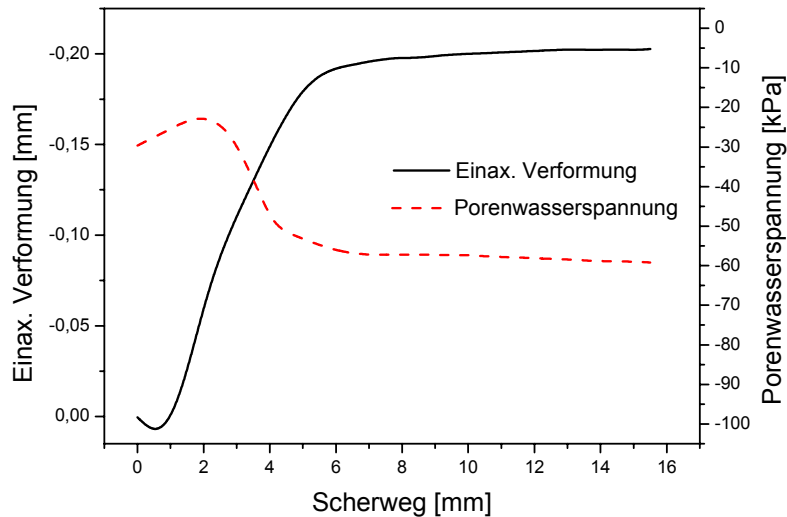


Abbildung 81: Einaxiale Verformung und Porenwasserspannung über den Scherweg, Ton Eilum

Aufgrund des Überkonsolidationszustandes erfährt der Boden zu Beginn des Schervorganges eine geringe Volumenabnahme, welche zunächst keinen Einfluss auf das Porenwasserspannungsniveau ausübt. Der sich anschließende Prozess der Dilatation führt zur Zunahme der Porenwasserspannung nach Überschreiten des Bruchpunktes bis zum Erreichen der Restscherfestigkeit (Abbildung 82).

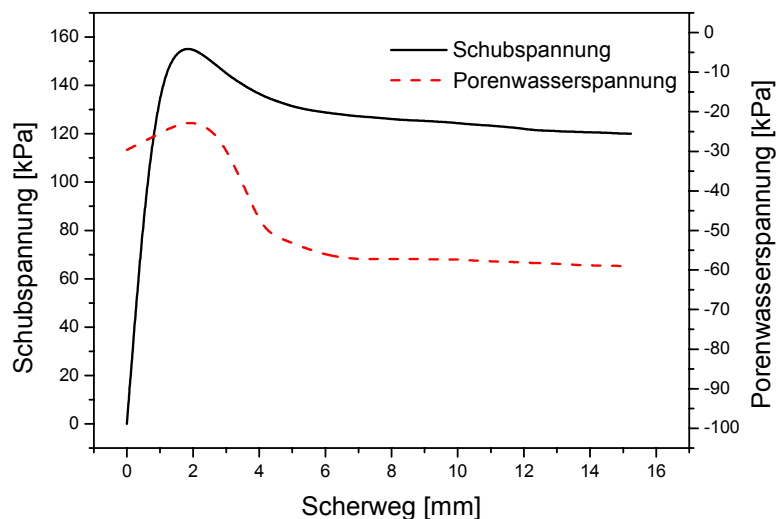


Abbildung 82: Schubspannung und Variation der Porenwasserspannung über den Scherweg, Ton Eilum

Nach Überschreiten des Bruchpunktes und Abfall auf die Restscherfestigkeit erreicht die Phase der Volumenzunahme (Dilatation) unter den gegebenen Randbedingungen einen Grenzwert und verbleibt auf diesem Niveau (Abbildung 81). Synchron zu diesem Prozess erreicht auch die Porenwasserspannung ihre maximale Zunahme bzw. unterliegt durch die energetischen Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsni-

veaus nur noch geringen Schwankungen. Nach Abschluss des Schervorganges und Beendigung der Volumenänderungsprozesse führen die beschriebenen Ausgleichsprozesse zu einem stabilen Porenwasserspannungsniveau im gesamten Probekörper. In Übereinstimmung mit der gemessenen Dilatanz des Probekörpers während des Schervorganges ist das stabile Endniveau der Porenwasserspannung höher als das Ausgangsniveau.

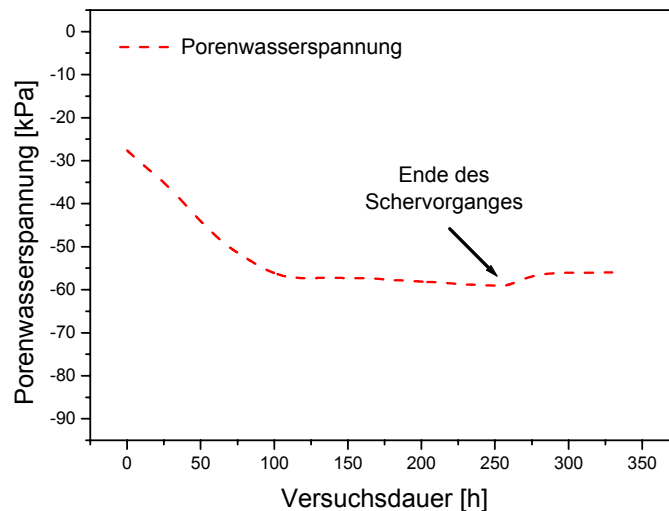


Abbildung 83: Porenwasserspannungsausgleich im Probekörper, Ton Eilum

Schlussfolgernd ist aus den Untersuchungen festzustellen, dass die Variation der Porenwasserspannung während eines Bewegungsprozesses grundsätzlich an die Variation der einaxialen Verformung sowie die Strukturveränderung im Probekörper geknüpft ist. Deutlich wird, dass schon eine kleine Reduktion des Wassergehaltes zum Aufbau erheblicher Porenwasserspannungen führt.

### 7.2.2 Nichtlinearität der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung

In partial teilgesättigten und teilgesättigten Böden entsteht die Porenwasserspannung durch eine Wassergehaltsänderung. Die Porenwasserspannung wirkt als hydrostatische Spannung additiv zur Normalspannung (FREDLUND et al., 1993). Steigende Porenwasserspannungen führen zu zunehmenden Flächenkontakten und abnehmenden Kantenkontakten. Die durchgeführten Versuche (vgl. Kap. 7.2) zeigen die Abhängigkeit der Festigkeitseigenschaften von einer zu Versuchsbeginn eingestellten Porenwasserspannung. Die Veränderung der Festigkeitseigenschaften wird ausgedrückt durch einen zunehmenden Kohäsionsanteil in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung bei abnehmendem Reibungswinkel mit Übertritt in den partial teilgesättigten Zustand (vgl. Kap. 5).

Die Abbildung 84 zeigt die beginnende Nichtlinearität in der Reduktion des Reibungswinkels in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung für den mittelplastischen Modellversuchston und den Schluff vom Standort Wittmar.

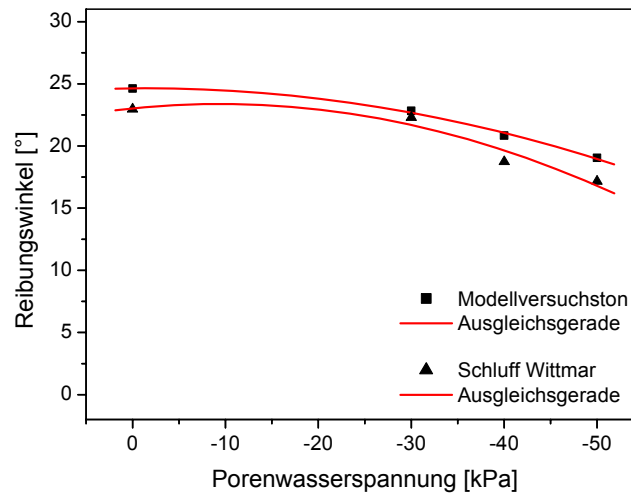


Abbildung 84: Reibungswinkelreduktion in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung; Modellversuchston und Schluff Wittmar

Bestätigt wird dieses Versuchsergebnis durch Untersuchungen von GAN et al. (1988), welche einen ähnlichen nichtlinearen Zusammenhang zwischen dem Reibungswinkel und der Porenwasserspannung bei der Untersuchung von leicht plastischem Geschiebemergel feststellen konnten.

Der Wassergehalt am Lufteintrittspunkt beträgt für den Schluff aus Wittmar 22,01 Gew.%, und für den Modellversuchston 21,39 Gew.%. Bei einer Porenwasserspannung von 50 kPa beträgt der Wassergehalt für den Schluff aus Wittmar 22,69 Gew.% und für den Modellversuchston 23,27 Gew.%. Die Wassergehalte bei einer Porenwasserspannung von 50 kPa sind nur 0,68 Gew.% (Schluff Wittmar) und 1,88 Gew.% (Modellversuchston) vom Lufteintrittspunkt entfernt. Das Versuchsergebnis bestätigt damit die Hypothese aus Kap. 5.2.2, dass die mechanischen Eigenschaften von Böden am Lufteintrittspunkt eine Veränderung erfahren und dass die Nichtlinearität der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung in direktem Zusammenhang mit dieser Grenze steht.

Die Untersuchungen von GAN et al. zeigen im Weiteren, dass der Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung nur auf ein bodenspezifisches Minimum reduziert werden kann. Dieser bodenspezifische minimale Reibungswinkel wird auch bei hohen Porenwasserspannungen nicht unterschritten und ist auf die maximale Reduktion des Porenanteils zurückzuführen.

Dieser nichtlineare Zusammenhang wird auch durch die Zunahme der Kohäsion mit Annäherung an den Lufteintrittspunkt in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung bestätigt (Abbildung 85).

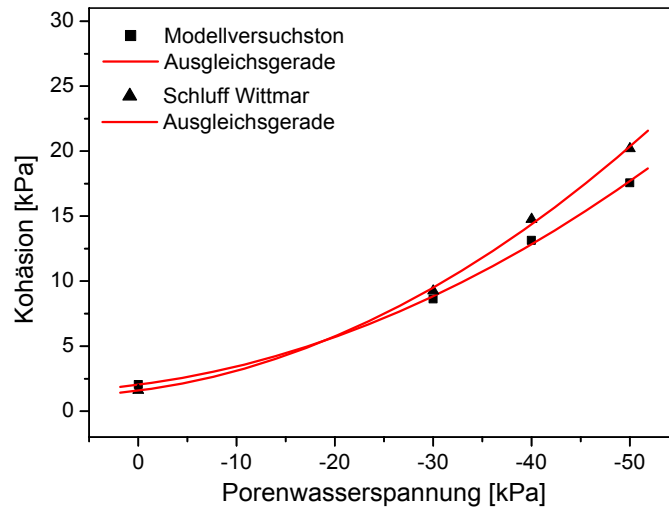


Abbildung 85: Abhängigkeit der Kohäsion von der Porenwasserspannung, Modellversuchston und Schluff Wittmar

Die Abbildung 86 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Reibungswinkel und der Porenwasserspannung für die ausgeprägt plastischen Tone aus Eilum und Gilzum. Die zuvor beschriebene Nichtlinearität kann hier noch nicht festgestellt werden (Abbildung 86).

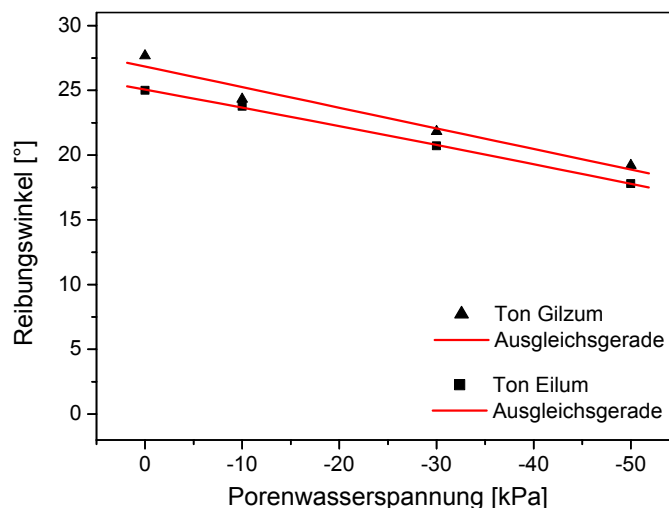


Abbildung 86: Reibungswinkelreduktion, Ton Gilzum und Ton Eilum

Der Wassergehalt am Lufteintrittspunkt beträgt für den Ton aus Eilum 22,03 Gew.% und für den Ton aus Gilzum 22,29 Gew.%. Bei einer Porenwasserspannung von 50 kPa beträgt der Wassergehalt für den Ton aus Eilum 25,33 Gew.% und für den Ton aus

Gilzum 31,64 Gew.%. Der Wassergehalt der Tone befindet sich dementsprechend weit oberhalb des Grenzwassergehaltes am Lufteintrittspunkt. Der Beginn des nichtlinearen Materialverhaltens ist erst in direkter Nähe des Lufteintrittspunktes zu erwarten. Die Entwicklung der Kohäsion in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung bestätigt den Zusammenhang (Abbildung 87).

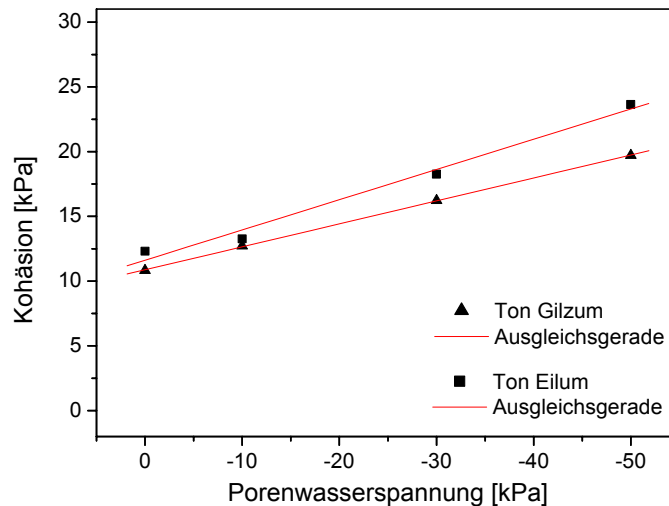


Abbildung 87: Abhängigkeit der Kohäsion von der Porenwasserspannung, Ton Gilzum und Ton Eilum

Deutlich wird die ausgeprägte Nichtlinearität in der Reduktion des Reibungswinkels am Beispiel des mittelplastischen Modellversuchstones und des Schluffes aus Wittmar. Schlussfolgernd aus diesen Erkenntnissen ist zu formulieren, dass in den durchgeführten Versuchen Porenwasserspannungen einen steigernden Effekt auf den Kohäsionsanteil besitzen und zu einer Reduktion des Reibungswinkels von  $\varphi'$  auf den Reibungswinkel  $\varphi^b$  führen.

Die Untersuchungen zum materialspezifischen Lufteintrittspunkt im Vergleich mit der Entwicklung der Porenwasserspannung über den Versuchszeitraum zeigen, dass der Lufteintrittspunkt zu keinem Zeitpunkt unterschritten wird. Der Wassergehalt der Böden befindet sich oberhalb des materialspezifischen Lufteintrittspunktes. Die untersuchten Böden können daher als partial teilgesättigt bezeichnet werden. Diese Teilsättigung ist durch den Prozess der Kavitation des Porenwassers bei Wirken einer Porenwasserspannung begründet. Die Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten zeigen, dass die Variation der Porenwasserspannung während eines Schervorganges an die Verformung und damit an die Volumen- und Strukturveränderung im Probekörper geknüpft ist. Die weiteren Untersuchungen sollen zeigen, welchen Einfluss vertikale Spannungen auf das Niveau einer bestehenden Porenwasserspannung, und damit auf das Verformungsverhalten, ausüben. Ziel dieser Untersuchungen ist es, Aussagen über den energetischen Ausgleichsprozess zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus im Probekörper tätigen zu können.



### 7.3 Verformungsverhalten der untersuchten Böden

In Kap. 5 konnte gezeigt werden, dass der Lufteintrittspunkt von entscheidender Bedeutung für die Definition des partial teilgesättigten und teilgesättigten Zustandes ist. Es konnte nachgewiesen werden, dass bei Vorliegen einer Porenwasserspannung oberhalb des Lufteintrittspunktes partial teilgesättigte Verhältnisse vorliegen. Es ist daher die Fragestellung zu verfolgen, wie die Verhältnisse aus dem Labormaßstab auf die in situ Bedingungen zu übertragen sind und ob die Böden in situ oberhalb oder unterhalb des Lufteintrittspunktes anstehen. Die Böden unterliegen in situ sich ständig ändernden klimatischen Randbedingungen. Daher ist zu untersuchen, wie sich Quell- und Schrumpfprozesse durch Porenwasserspannungsänderungen auf den Wassergehalt, die Trockendichte und die Sättigungszahl auswirken. Zu diesem Zweck werden die Böden in das modifizierte Ödometer (vgl. Kap. 5) eingebaut und zunächst ohne Auflast aufgesättigt. Der Boden erreicht in diesem Versuchsstadium seine geringste Trockendichte. In einem nächsten Schritt wird der Boden mit einer den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Last beaufschlagt und der sich einstellende Gleichgewichtszustand (Porenwasserspannung = 0) abgewartet. Über das Einstellen einer Porenwasserspannung wird dem Boden Wasser entzogen und die Wassergehalts- und Volumenabnahme kontinuierlich registriert. Bei anschließender Wasserzugabe nimmt das Volumen wieder zu, doch erreichen die Proben nicht ihr Ausgangsvolumen. In Langzeitversuchen über 18 Quell-Schrumpfzyklen konnte damit der Mechanismus einer sich selbst verdichtenden Bodenprobe unter einer konstanten Auflast am Beispiel des Schluffes aus Wittmar beobachtet werden (Abbildung 88). Nach 12 Quell-Schrumpfzyklen ist ein stabiler Verformungszustand erreicht, d.h. eine Schrumpfssetzung kann durch eine nachfolgende Quellhebung vollständig ausgeglichen werden.

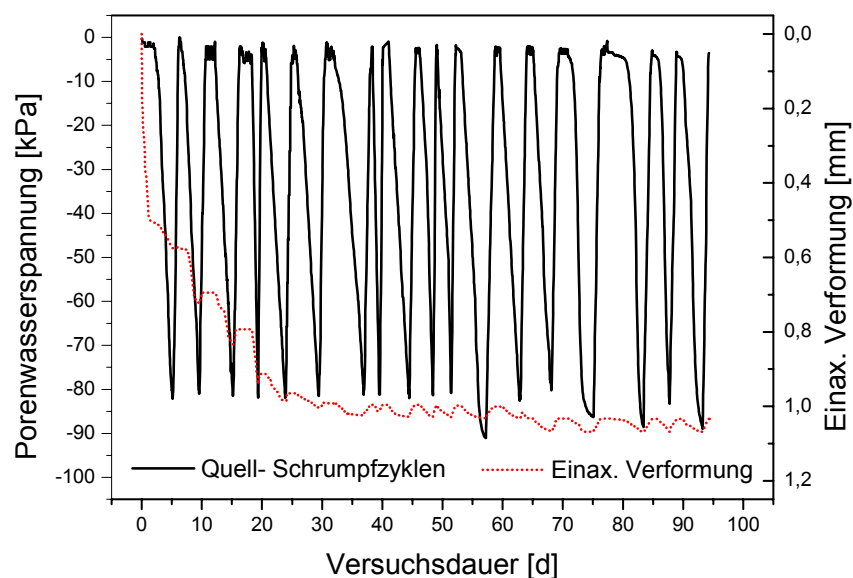


Abbildung 88: Quell-Schrumpfzyklen und einax. Verformung über die Versuchsdauer, Schluff Wittmar

Aufgrund der Überlegungen, dass in einem Bodenelement bis zum materialspezifischen Lufteintrittspunkt die Volumenänderungen auf Schwankungen im Wassergehalt zurückzuführen sind, werden zur Verifizierung dieser Hypothese weitere Untersuchungen durchgeführt. Die Abbildung 89 zeigt die Beziehung zwischen den Quell-Schrumpfzyklen und der Wassergehaltsänderung für den Schluff aus Wittmar. Der identische Verlauf zwischen der Variation der einaxialen Verformung in Abbildung 88 und der Wassergehaltsänderung in Abbildung 89 bestätigt die getroffenen Annahmen.

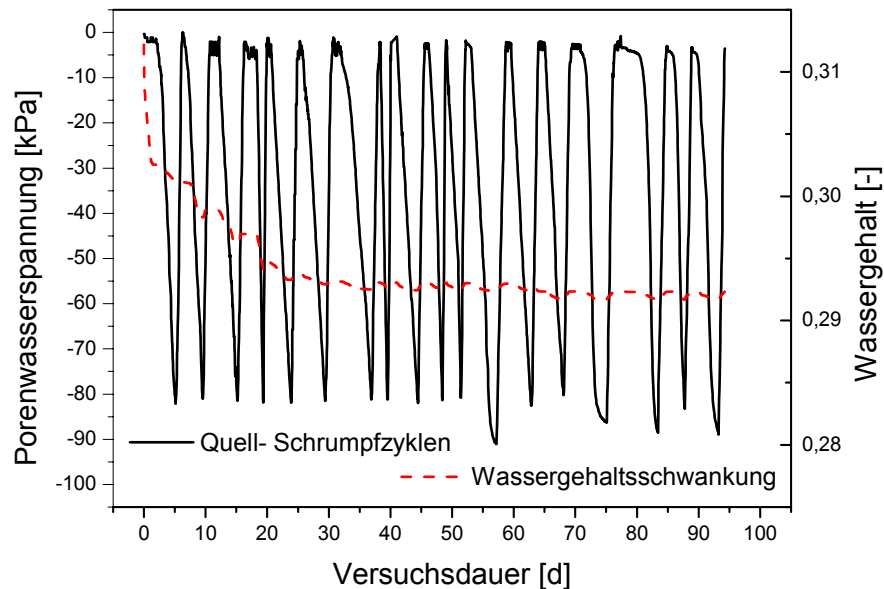


Abbildung 89: Quell-Schrumpfzyklen und Wassergehaltsänderung über die Versuchsdauer, Schluff Wittmar

Die Abbildung 90 zeigt die Variation des Wassergehaltes während der Quell-Schrumpfzyklen für den untersuchten Ton aus Gilzum. Deutlich wird auch hier, dass schon sehr geringe Wassergehaltsschwankungen zum Aufbau erheblicher Porenwasserspannungen führen. So führt eine Wassergehaltsreduktion von 0,4 Gew. % unter den zuvor beschriebenen stabilen Verformungsbedingungen am Beispiel des Gilzumer Tones zum Aufbau einer Porenwasserspannung von 60 kPa (Abbildung 90).

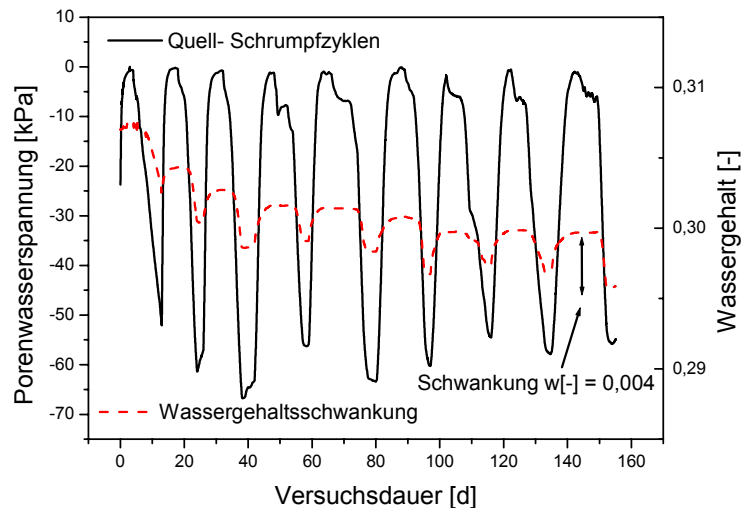


Abbildung 90: Quell- Schrumpfszyklen Wassergehaltsänderung über die Versuchsdauer, Ton Gilzum

In einem nächsten Schritt werden Untersuchungen zur Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus durchgeführt. Aus dem linearen Anstieg und dem Abfall der Porenwasserspannung unter Berücksichtigung eines stabilen Verformungszustandes lässt sich die zeitliche Veränderung des Porenwasserspannungsniveaus, bezogen auf eine Probenhöhe von 4 cm, berechnen. Die Tabelle 18 enthält die für den leicht plastischen Schluff aus Wittmar sowie den ausgeprägt plastischen Ton aus Gilzum ermittelten Ergebnisse für die Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse.

Tabelle 18: Geschwindigkeiten der Ausgleichsprozesse, Schluff Wittmar und Ton Gilzum

Boden	Ausgleichsprozess Wasserentzug [cm/d]	Ausgleichsprozess Wasserzugabe [cm/d]
Schluff Wittmar	3,28	6,4
Ton Gilzum	2,09	3,97

In den vorliegenden Beispielen verlaufen die Ausgleichsprozesse im Falle des Wasserentzuges für den leicht plastischen Schluff aus Wittmar mit einer Geschwindigkeit von 3,28 cm/d, und für den ausgeprägt plastischen Ton aus Gilzum mit einer Geschwindigkeit von 2,09 cm/d. Bei Wasserzugabe werden für den Schluff aus Wittmar 6,4 cm/d und für den Ton aus Gilzum 3,97 cm/d erreicht.

Zum Zweck der Ermittlung der verformungswirksamen Spannungen durch Quelldruck werden Probenkörper in das Versuchsgerät eingebaut, eine Porenwasserspannung eingestellt und der Quelldruck ermittelt. Die Quelldruckermittlung wird unter konstantgehaltenem Volumen durchgeführt. Durch Wasserangebot und Abbau der Porenwasserspannung reagiert der Ton mit einer Volumenvergrößerung. Durch Steigerung der Normalspannung wird die einaxiale Verformung verhindert. Diese Verfahrensweise wird solange fortgeführt, bis die Tendenz

zum Quellen abgeschlossen ist und keine weitere Laststeigerung zur Wahrung der Volumenkonstanz erforderlich ist. Die additiv zur Vorlast aufgebrachte Normalspannung entspricht dem Quelldruck. Ziel der Untersuchungen ist es, einer eingestellten Porenwasserspannung eine bodenspezifische Reduktion des Wassergehaltes sowie des entstehenden Quelldruckes bei Bewässerung zuzuordnen. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist am Beispiel des Schluffes aus Wittmar in Abbildung 91 dargestellt.

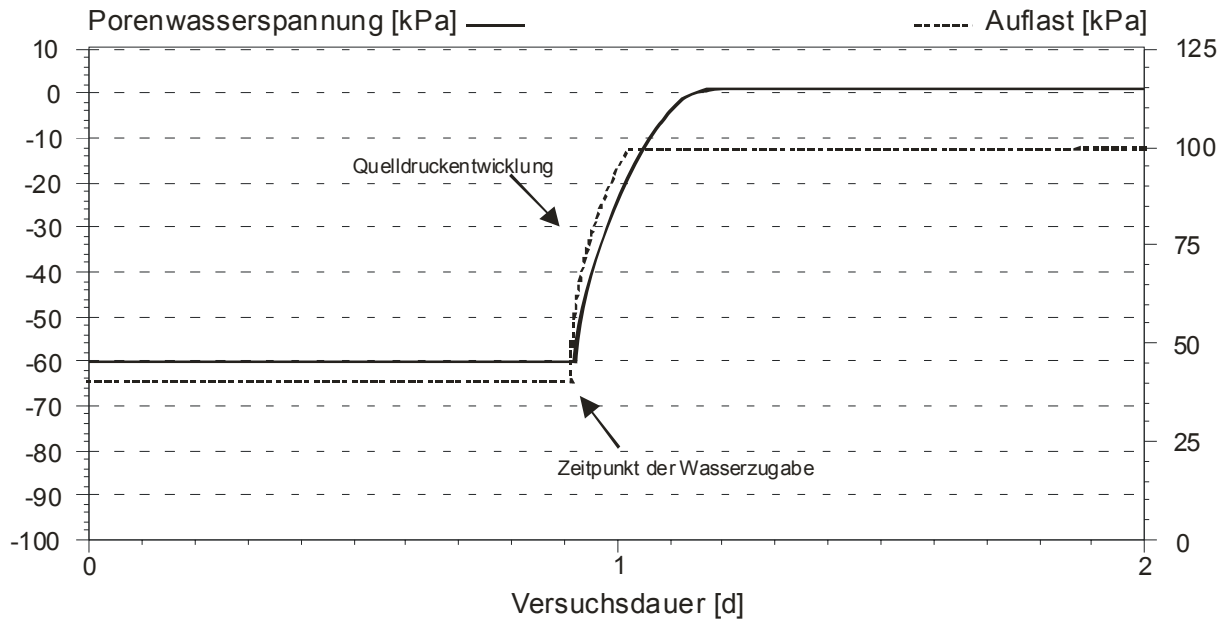


Abbildung 91: Entwicklung des Quelldruckes, Schluff Wittmar

Deutlich wird, dass sich oberhalb des Lufteintrittspunktes Quelldrücke entwickeln, die genau dem eingestellten Porenwasserspannungsniveau vor Beginn der Quelldruckermittlung entsprechen. So entwickelt sich im Beispiel bei einer Porenwasserspannung von 60 kPa bei Wasserzugabe ein Quelldruck von 60 kPa. Weitergehende Untersuchungen zur Quelldruckentwicklung in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung an dem ausgeprägt plastischen Ton am Standort Eilum bestätigen den aufgezeigten Zusammenhang (Abbildung 92).

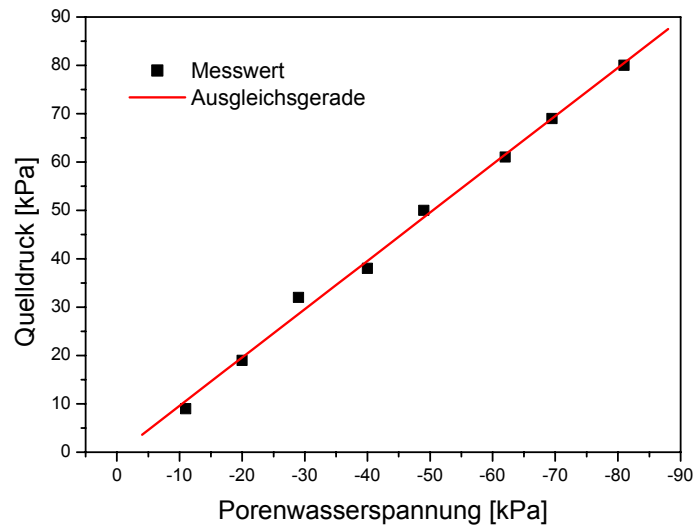


Abbildung 92: Quelldruckentwicklung gegenüber der Ausgangsporenwasserspannung, Ton Eilum

Aufgrund der physikalischen Begrenzung des Tensiometerprinzips auf 100 kPa ist es nicht möglich, mit der vorhandenen Versuchsanordnung Porenwasserspannungen  $> 100$  kPa einzustellen. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die ermittelten Quelldrücke genau dem zuvor eingestellten Niveau der Porenwasserspannung entsprechen, muss aufgrund theoretischer Überlegungen ein ermittelter Quelldruck oberhalb des Lufteintrittspunktes gleich der negativen Porenwasserspannung sein. Aufgrund der gezeigten Abhängigkeit wurde der Wassergehalt ausgehend vom max. Wassergehalt für den Ton aus Gilzum um 1,5 Gew. % reduziert und der Quelldruck gemessen. Die Abbildung 93 zeigt das Versuchsergebnis für den untersuchten Boden.

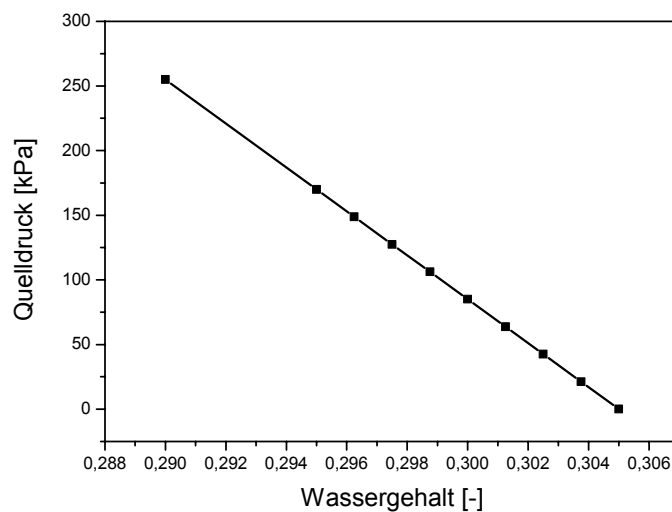


Abbildung 93: Quelldrücke nach Wassergehaltsreduktion, Ton Gilzum

Deutlich wird, welches hohe Niveau der Porenwasserspannungen und Quelldrücke schon bei kleinen Wassergehaltsschwankungen erreicht wird. Derartige Spannungen erreichen ein Niveau, welches die Festigkeitseigenschaften eines Bodens deutlich beeinflusst und in der Interaktion Klima - Boden - Bauwerk eine herausragende Bedeutung erhält.

HOLZLÖHNER & ZIEGLER (1995), BACHMANN (1998) sowie WITTE et al. (1999, 2000, 2001, 2002) zeigen, dass durch das Einwirken einer vertikalen Last das Niveau der Porenwasserspannung reduziert wird. Es ist daher zunächst der Frage nachzugehen, in welcher Größenordnung diese Reduktion bei den untersuchten Böden zum Tragen kommt. Die Untersuchungen an Eilumton (Abbildung 94) zeigen die Auswirkungen einer aufgebrachten Last auf die Porenwasserspannung bei einem bestehenden Niveau der Porenwasserspannung von 45 kPa und einer Normalspannung von 61 kPa.

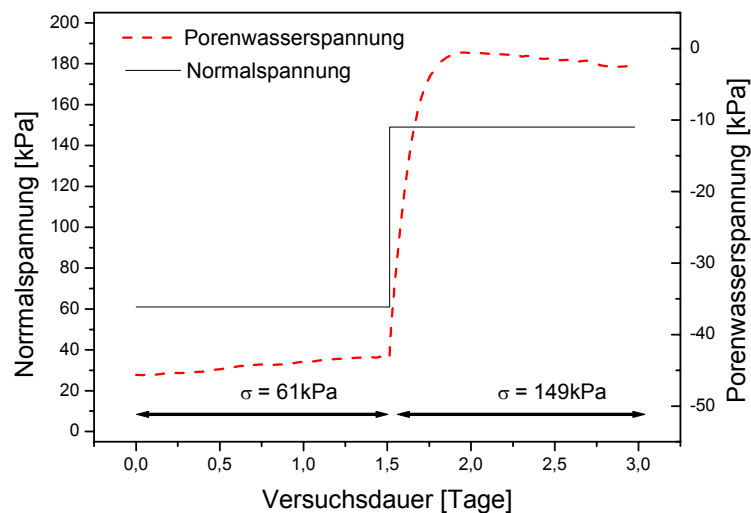


Abbildung 94: Entwicklung der Porenwasserspannung bei Erhöhung der Normalspannung, Ton Eilum

Unter der Einwirkung einer zusätzlichen Normalspannung von 88 kPa werden die Porenwasserspannungen auf ein Niveau von 3 kPa abgebaut. Es ist zu folgern, dass eine Laststeigerung bei bestehender Porenwasserspannung zunächst zum Abbau der Porenwasserspannung führt. Die Abbildung 95 zeigt an einer weiteren Versuchsserie des Eilumtones, dass eine Laststeigerung über den vollständigen Abbau der Porenwasserspannung hinaus zu kurzfristigem Porenwasserüberdruck führt. Der Ton gibt solange Porenwasser ab, bis alle Kräfte wieder im Gleichgewicht stehen, und es stellt sich ein neues Porenwasserspannungsniveau ein. Von Bedeutung ist hier, dass sich sofort mit Überschreiten des Nullpunktes der Porenwasserspannung die verformungswirksamen Anteile der aufgebrachten Spannung einstellen (Abbildung 96).

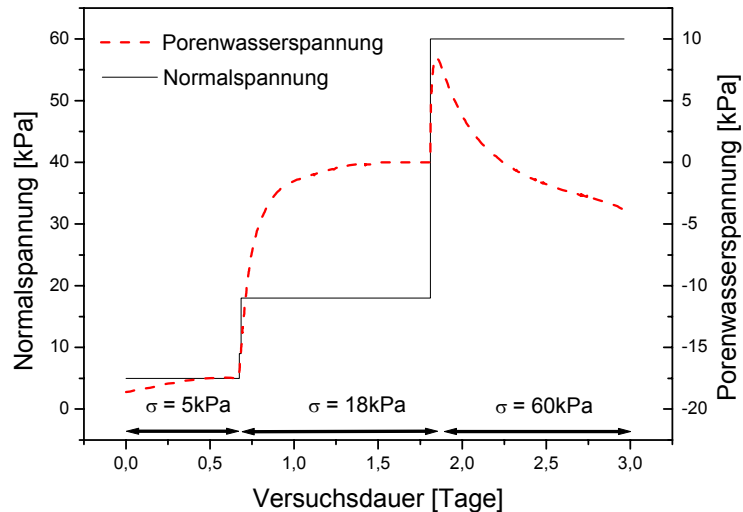


Abbildung 95: Vollständiger Abbau der Porenwasserspannung, Ton Eilum

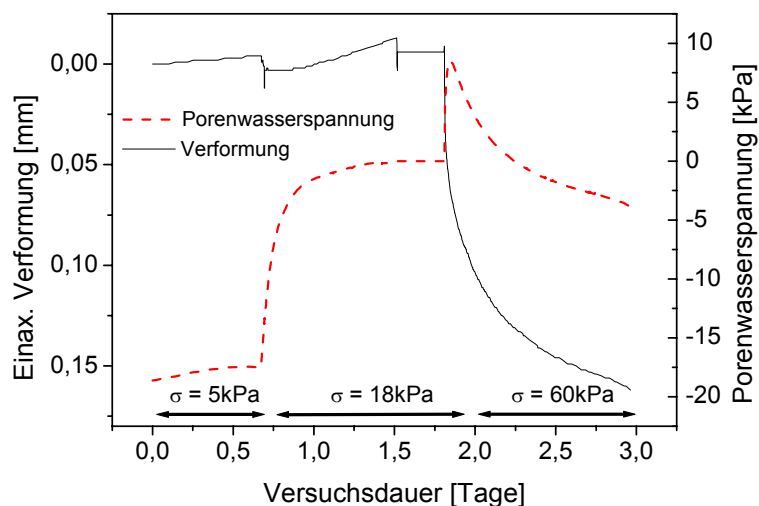


Abbildung 96: Porenwasserspannung und einaxiale Verformung gegenüber der Versuchsdauer, Ton Eilum

Während der ersten Belastung wird bis zum vollständigen Abbau der Porenwasserspannung lediglich das Energieniveau verändert, es findet jedoch keine Wasserbewegung statt. Erst mit der zweiten Belastungsphase und Aufbau eines Porenwasserüberdruckes kommt es zur Wasserabgabe und zur einaxialen Verformung. Während es in der ersten Belastungsphase nur zu geringfügigen elastischen Verformungen kommt, folgen nach vollständiger Reduktion der Porenwasserspannung plastische Verformungen und eine Reduktion des Porenraumes.

Anhand der klimatischen Randbedingungen und der dadurch induzierten Änderung der Bodenwassergehalte in situ ist daher der Einfluss auf das Festigkeitsverhalten und damit die Verformung des Gesamtsystems näher zu beurteilen.

#### **7.4 Interaktion Klima – Boden – Bauwerk**

Der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf den Wassergehalt der anstehenden Böden bis in eine Tiefe von max. 4,40 m u. GOK konnte in den Jahren 1998 bis 2002 im Bereich der Kirchengebäude von Gilzum, Eilum, Uehrde und Wittmar untersucht werden. Aufgrund der umfangreichen geotechnischen Instrumentierung im Bereich des Kirchengebäudes von Gilzum (vgl. Kap. 6) konnte hier im Weiteren die Reaktion des Bauwerkes auf den Wechsel der klimatischen Randbedingungen beobachtet werden. Aufgrund der unmittelbaren Nähe der Untersuchungsobjekte zueinander (vgl. Kap. 2) zeigen die Ergebnisse aus Gilzum stellvertretend die Gesamtentwicklung. Die Ergebnisse zur Interaktion Klima – Boden – Bauwerk am Kirchengebäude Gilzum sind nachfolgend von Abbildung 97 bis Abbildung 101 dargestellt. Zur Auswertung werden die Daten folgender Messstellen ausgewählt:

- Verlauf der Änderung der Bodenwassergehalte an Messstelle 2
- Kurve der Summe der Differenzen aus Niederschlag und Evapotranspiration, die aus der Erfassung der Klimadaten vor Ort errechnet wurde
- Veränderungen der Rissweite am Kirchengebäude durch Rissmonitor 2
- Beobachtung der Geländevertiefung am Höhenmesspunkt 1

Die Grafiken enthalten im unteren Bereich die Entwicklung des Bodenwassergehaltes in Abhängigkeit von der Untersuchungstiefe und der Zeit. Darüber aufgetragen ist die Kurve der Summendifferenz aus Niederschlag und Evapotranspiration. Der Vorgang der Evaporation ist physikalisch ein wärmeenergetischer Prozess. Bei Energiezufuhr, z.B. durch Sonneneinstrahlung, nimmt die Bewegung der Wassermoleküle zu. Infolge der durch die Erwärmung erzeugten kinetischen Energie in Abhängigkeit von dem bestehenden Porenwasserspannungsniveau können in einem nächsten Schritt die Wassermoleküle die Oberfläche durchbrechen und als Dampf in die Atmosphäre übertreten. Die maximal mögliche Verdunstung ist durch das Sättigungsdefizit der Atmosphäre begrenzt, d.h., ob die temperaturabhängige Luftfeuchtekapazität erreicht ist oder nicht. Damit bestimmen die eingetragene Energie (durch Sonneneinstrahlung) und das Sättigungsdefizit der Luft die maximal mögliche Verdunstungsrate. Für Wasserhaushaltsbetrachtungen im Fallbeispiel erweist sich die Betrachtung der Verdunstung allein als ungenügend. Wesentlich wichtiger ist die gesamte Verdunstung, die Evapotranspiration, welche die Evaporation und die Transpiration der Pflanzen umfasst. Nach HÖLTING (1992) ergeben sich folgende, für die Größe der Evapotranspiration maßgebende Faktoren:

- Aufnahmefähigkeit der Atmosphäre für Wasserdampf
- Wasserdampfabgabe über Pflanzen durch Transpiration, abhängig von der Vegetationsart



Die potentielle Evapotranspiration, die unter den genannten Standardbedingungen eintreten würde, wird konventionell nach HAUDE (DIN 19658) ermittelt. Durch die Bildung einer Summenkurve aus Niederschlag und potentieller Evapotranspiration ist es möglich, Aussagen zur Wasserbilanz zu treffen. Steigt die Kurve, ist die Wasserbilanz positiv, d.h., es wird mehr Wasser zugeführt als durch Verdunstung abgegeben wird. Fällt die Kurve, ergeben sich entgegengesetzte Verhältnisse. Weitere Untersuchungen wurden zur Veränderung der Rissweite am Gebäude und zur Änderung der Geländehöhe über den Beobachtungszeitraum durchgeführt. Die Zusammenführung aller im Feldversuch aufgenommener Parameter ermöglicht eine erste Interpretation zur Interaktion Klima – Boden – Bauwerk. Die Diagramme zur Entwicklung des Bodenwassergehaltes sind aufgeteilt in die Deckschicht bis 1,60 m u.GOK und den unterlagernden Jura-Ton. Maßgebend für die Beurteilung der Gebäudeschäden ist die Wassergehaltsänderung in der Gründungsebene des Gebäudes in einer Tiefe von 1,70 m u.GOK. Diese Wassergehaltsänderung in der Gründungsebene ist zusätzlich im Diagramm zur Darstellung der Evapotranspiration eingetragen. Der Wassergehalt von 29 Gew.% zum Startzeitpunkt der Messungen wird hier als Nullwert angesetzt und eine gemessene Änderung des absoluten Wassergehaltes hier positiv oder negativ aufgetragen. Aufgrund der theoretischen Überlegungen muss diese Kurve der Wassergehaltsänderung gleichlaufend mit der Summenkurve der potentiellen Evapotranspiration sein.

Zu Beginn der Aufzeichnung im Januar 1998 variiert der Wassergehalt in der Deckschicht, je nach Tiefenlage, zwischen 24 Gew. % und 27 Gew. %. Zu Beginn des Monats Februar 1998 kommt es zu einem sprunghaften Anstieg der Messwerte auf lokal 30 Gew. %. Dies entspricht nicht dem realen Wassergehalt, sondern ist auf eine Veränderung der dielektrischen Eigenschaften (HOEKSTRA & DELANEY, 1974) des Bodens durch Frosteinwirkung zurückzuführen. Durch eine den Bodenfrosthverhältnissen angepasste verbesserte Kalibrierung der Messsonde konnte der Einfluss von Bodenfrost auf das Messergebnis in den folgenden Wintern ausgeschlossen werden. Durch das Ende Februar einsetzende Tauwetter und zunehmende Niederschläge im Frühling erfährt die Summenkurve aus Niederschlag und Evapotranspiration einen Anstieg. Damit verbunden ist ein Anstieg des Wassergehaltes in der Deckschicht. Das kurzfristige Ereignis reicht allerdings nicht, um auch zu einer Wassergehaltsänderung im unterlagernden Ton zu führen. Gleichlaufend mit der Summenkurve aus Niederschlag und Evapotranspiration kommt es in den Sommermonaten zu einer leichten Setzung des Geländes und geringfügigen Bewegungen am Gebäude. Erst nach einem Abfall der Kurve in den Sommermonaten und einem Anstieg im Herbst kommt es auch im Ton zu einer Erhöhung des Wassergehaltes von 29 Gew. % auf 30 Gew. %. Ab Januar 1999 erfährt die Summenkurve aus Niederschlag und Evapotranspiration einen Abfall, der bis zum Dezember 2001 anhält. Damit verbunden ist eine Reduktion des Bodenwassergehaltes in der Deckschicht von max. 25 Gew % im Januar 1999 auf 18 Gew. % im Dezember 2001. Von dieser Wassergehaltsreduktion betroffen ist auch der unterlagernde Ton, dessen Wassergehalt von 30 Gew. % im Januar 1999 auf 27 Gew. % im Oktober 2001 kontinuierlich reduziert wird.

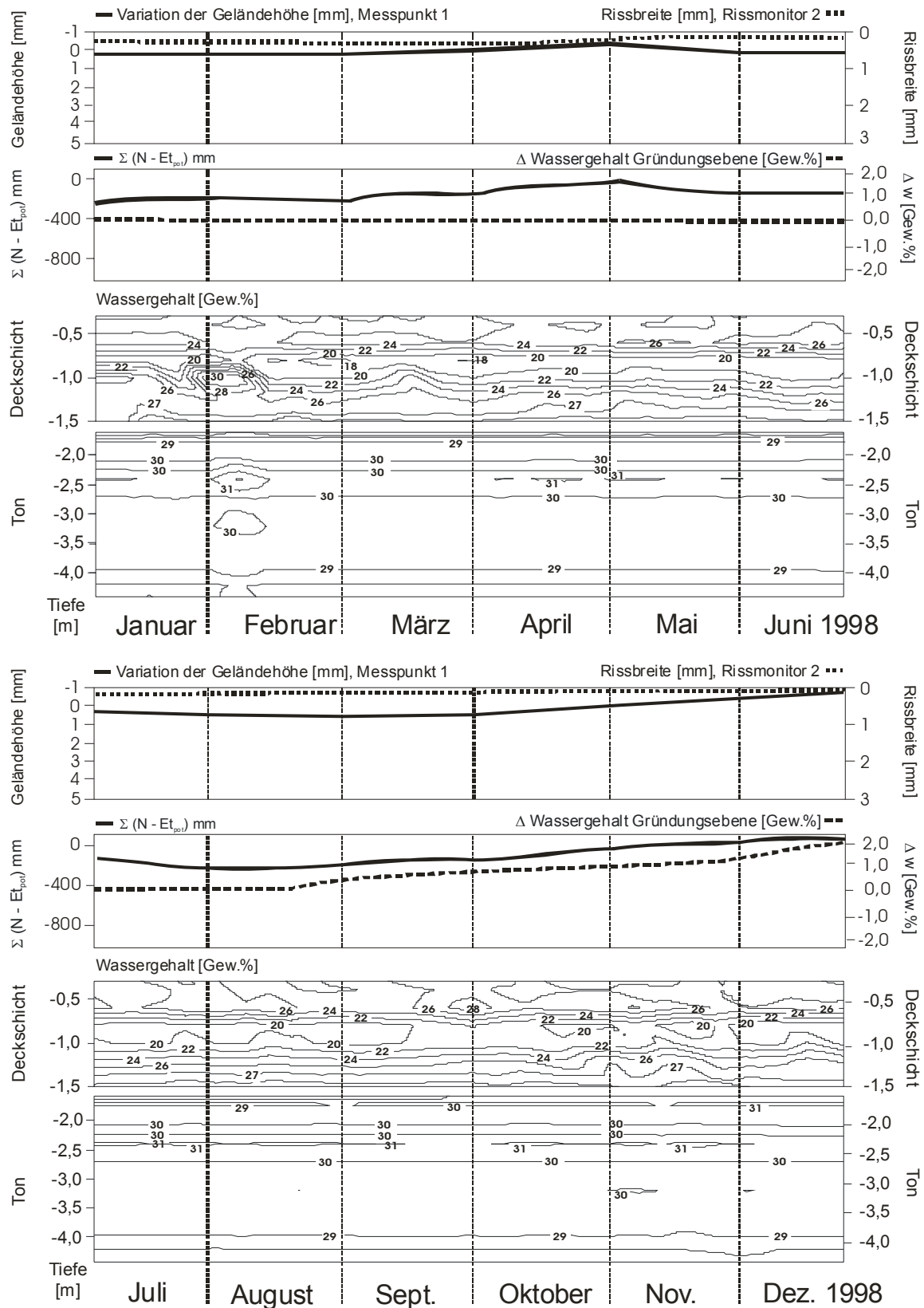


Abbildung 97: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Jan. - Dez. 1998

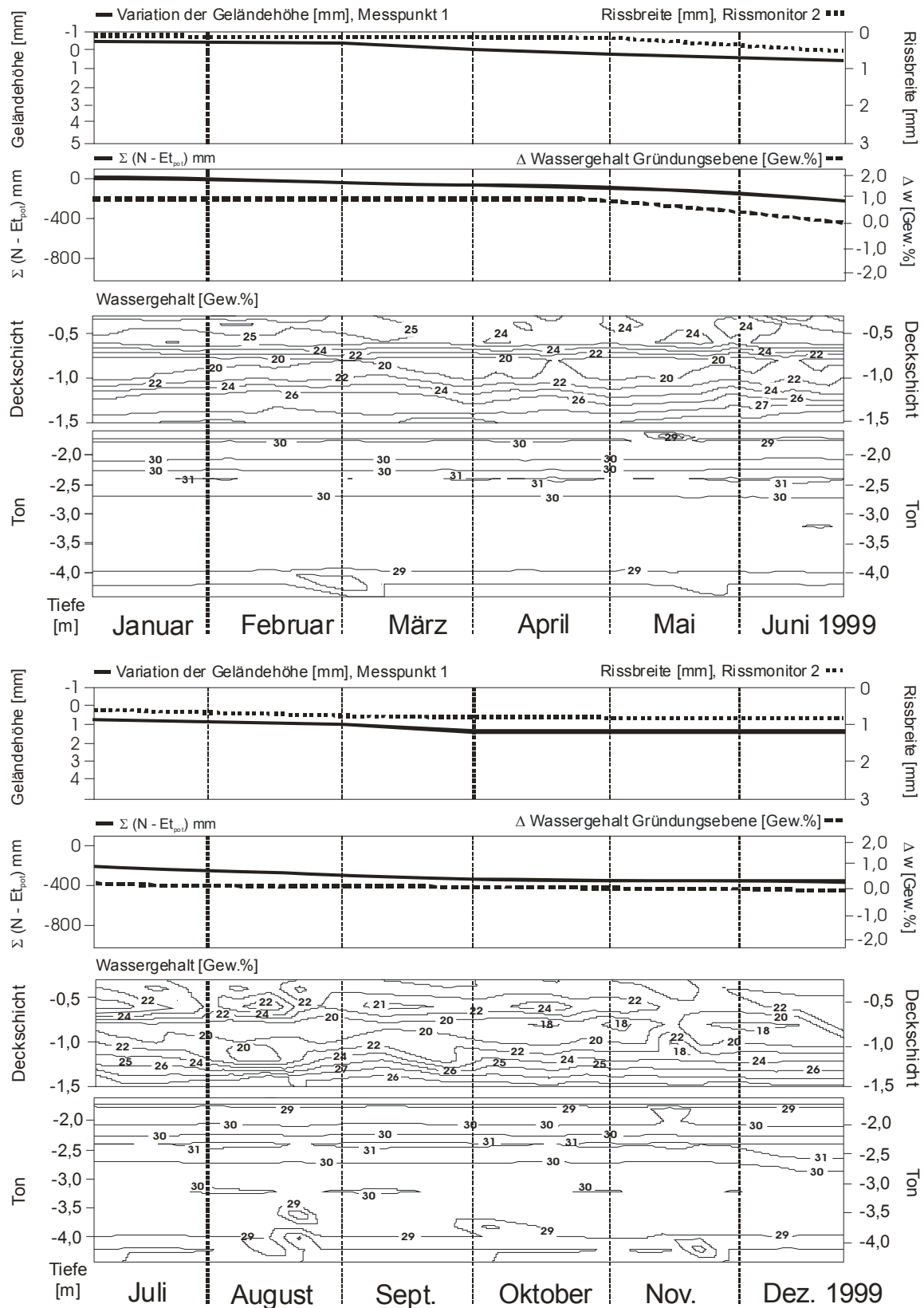


Abbildung 98: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Jan. - Dez. 1999

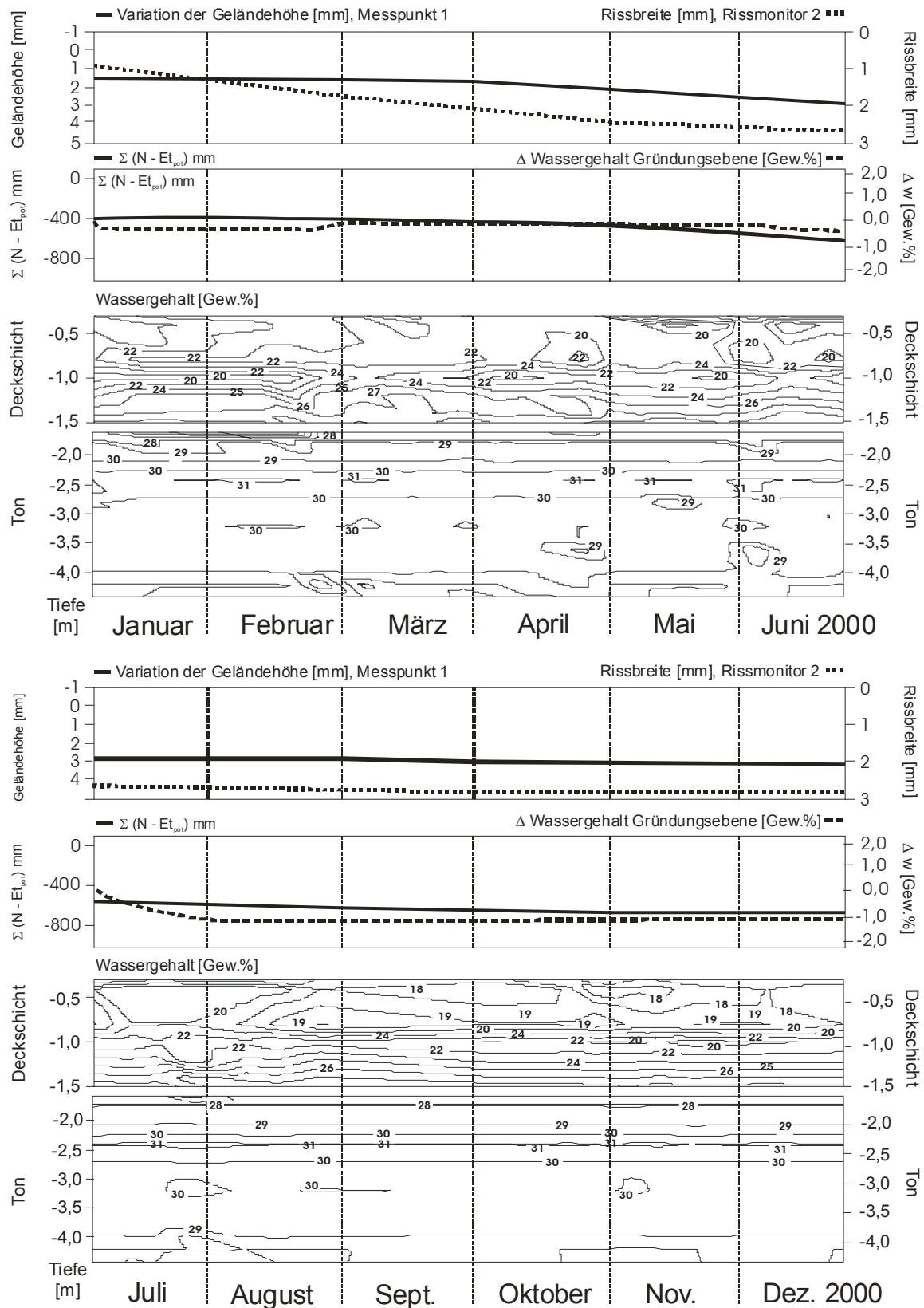


Abbildung 99: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Jan. - Dez. 2000

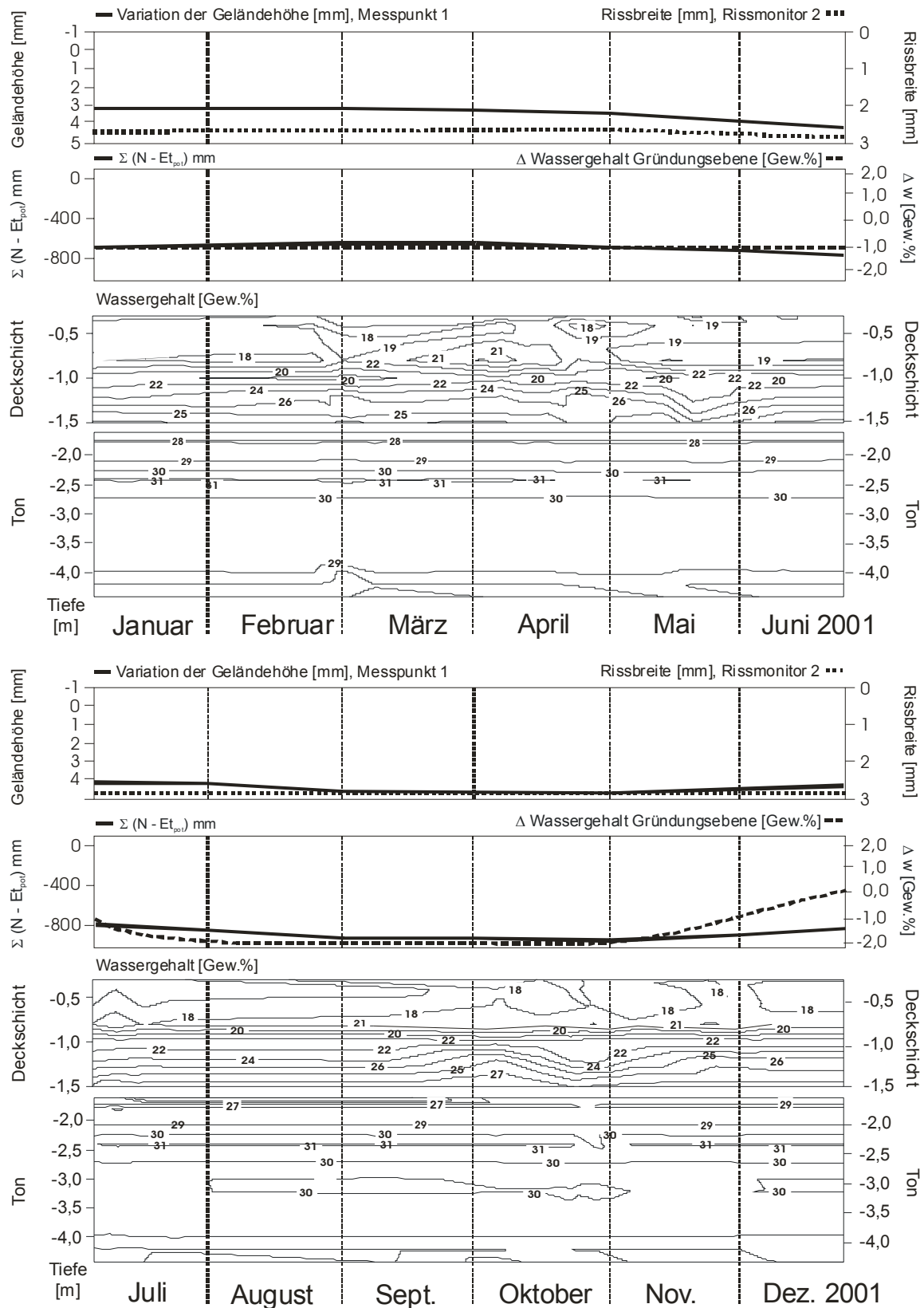


Abbildung 100: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Jan. - Dez. 2001

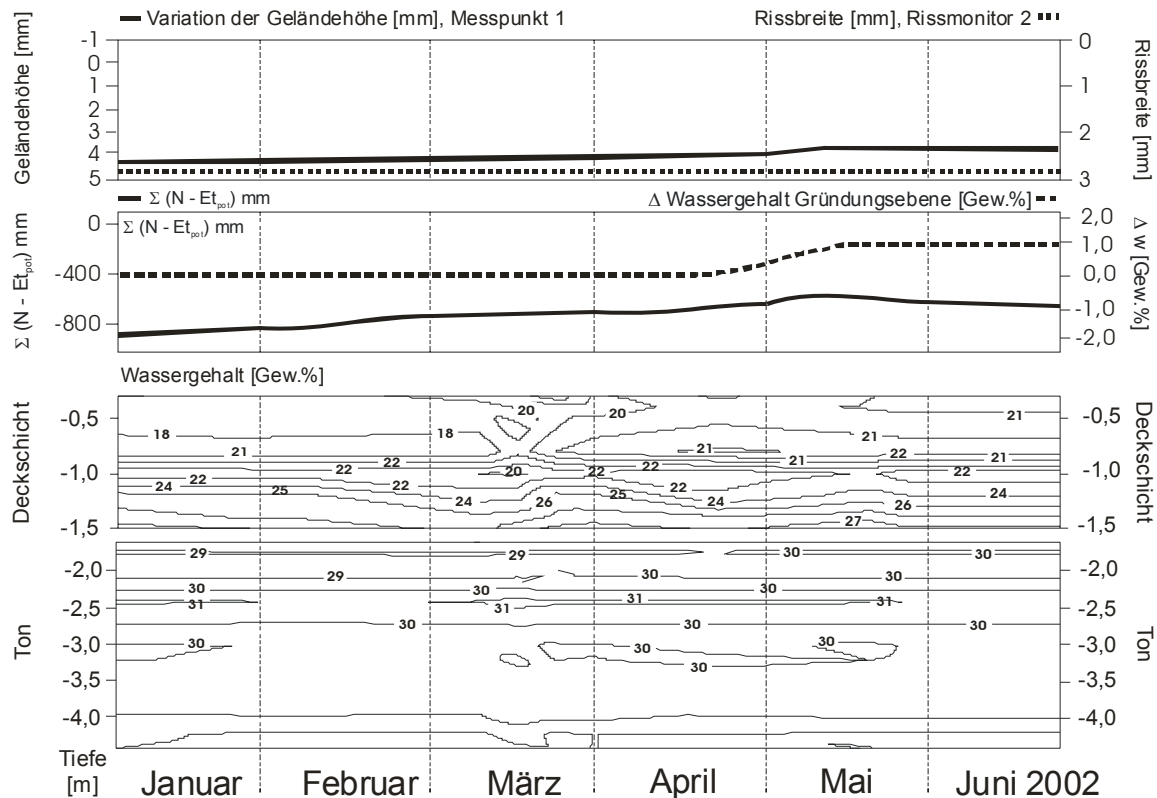


Abbildung 101: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Jan. - Juni 2002

Die verzeichneten Wassergehaltsschwankungen betreffen im Ton nur den Bereich von 1,60 m bis 2,00 m u. GOK und damit die Gründungsebene des Gebäudes. Gleichlaufend mit dem Ansteigen oder Abfallen der Summenkurve der Evapotranspiration ist die Wassergehaltsänderung in der Gründungsebene des Gebäudes. Dabei beträgt die Schwankungsbreite der Wassergehaltsänderung max. 3 Gew.%. Verantwortlich dafür sind die hohen Porenwasserspannungen unter den gegebenen klimatischen Randbedingungen, mit denen der Ton das verfügbare Wasser im Porenraum bindet. Gleichlaufend mit dem Abfall der Summenkurve aus Niederschlag und Evapotranspiration kommt es auch zu einer Setzung des Geländes an Höhenmesspunkt 1 und einer Vergrößerung der Rissweite an Rissmonitor 2.

Deutlich erkennbar ist die Abhängigkeit des Bodenwassergehaltes von den klimatischen Randbedingungen und die damit verbundene Interaktion Klima – Boden – Bauwerk. Übersteigt der Betrag der Evapotranspiration den Niederschlag, wird der Bodenwassergehalt reduziert. Es kommt zu einer Verformung des anstehenden Bodens und einer Vergrößerung der Rissweiten am Gebäude. Ab Januar 2002 übersteigt der Betrag der Niederschläge die Evapotranspiration, und die Summenkurve steigt bis zur Jahresmitte leicht an. Die Reaktion ist sofort in einer Zunahme des Bodenwassergehaltes in der Deckschicht sowie im unterlagernden Ton nachweisbar. Auch kommt es im gleichen Zeitraum zu einer leichten Rückverformung der Geländeoberfläche.

Bemerkenswert ist, dass in der Deckschicht in einer Tiefe von 0,80 m bis 1,00 m u. GOK ein Horizont besteht, der sich über den gesamten Beobachtungszeitraum durch einen konstanten Wassergehalt auszeichnet. Während der Bohrarbeiten vor Ort konnte in dieser Tiefe ein Schichtwechsel festgestellt werden. Es handelt sich um einen Grobschluff, stark feinsandig mit Anteilen von Mittelsand, welcher von Schluffen mit starkem Tonanteil über- und unterlagert wird. Hier existiert eine natürliche Kapillarsperre, welche die kapillare Anbindung des unterlagernden Tones an die Atmosphäre teilweise unterbindet. Die durchgeführten Messungen zeigen, dass der Wassergehalt in der Deckschicht oberhalb der natürlichen Sperrschicht um 7 Gew. %, unterhalb im Ton aber nur um maximal 3 Gew. % abnimmt. Die natürliche Sperrschicht verzögert daher die Wasserabgabe aus dem Ton. Damit verbunden werden auch die Verformungsprozesse am Bauwerk gedämpft.

Kontrollmessungen zur Überprüfung des eingesetzten geoelektrischen Messverfahrens, welche einmal im Monat mit einer radiometrischen Sonde (vgl. Kap. 6) durchgeführt werden, bestätigen die aufgezeigten Zusammenhänge. Die Abbildung 102 bis Abbildung 106 zeigt die mit der radiometrischen Sonde in Messstelle 2 aufgenommenen Daten. Durch den Einsatz dieses Messverfahrens konnte die natürliche Kapillarsperre in einer Tiefe von 0,80 m bis 1,00 m u. GOK bestätigt werden.

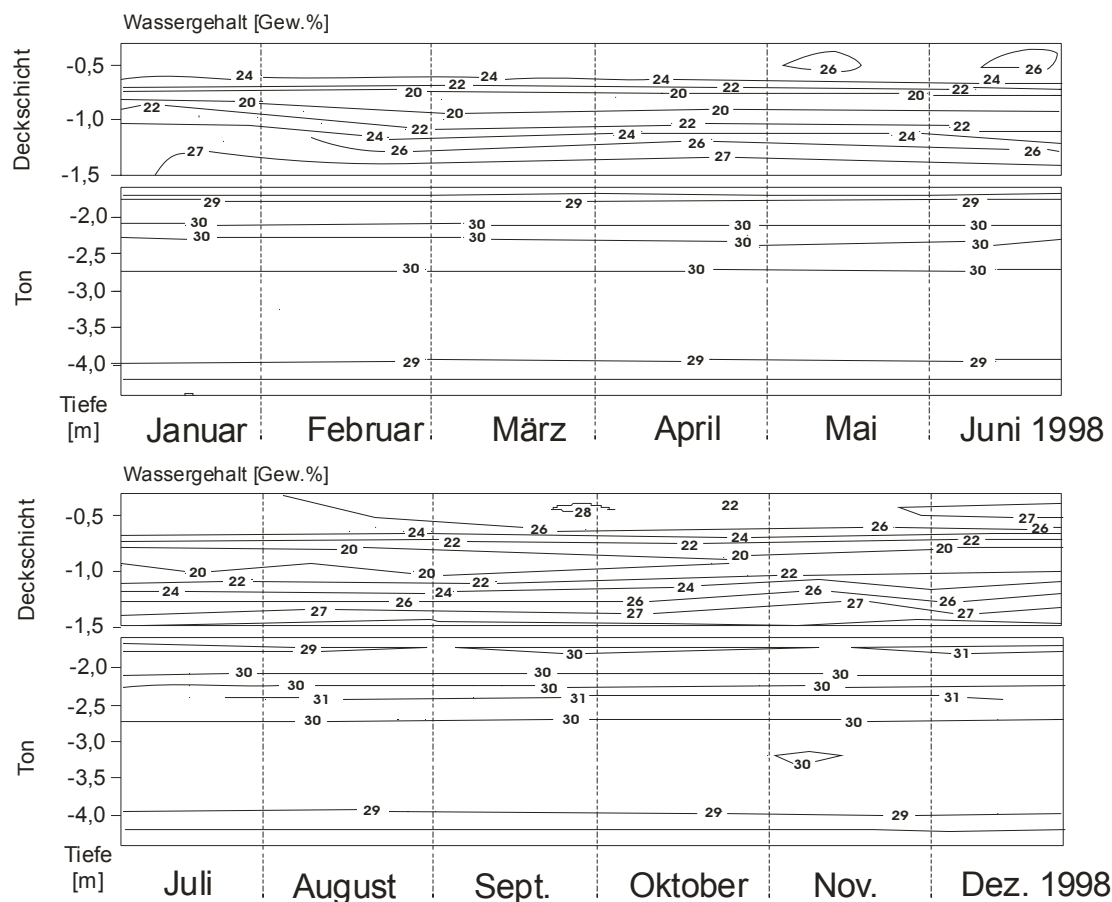


Abbildung 102: Radiometrische Feuchtemessungen, Kirchengelände Gilzum 1998

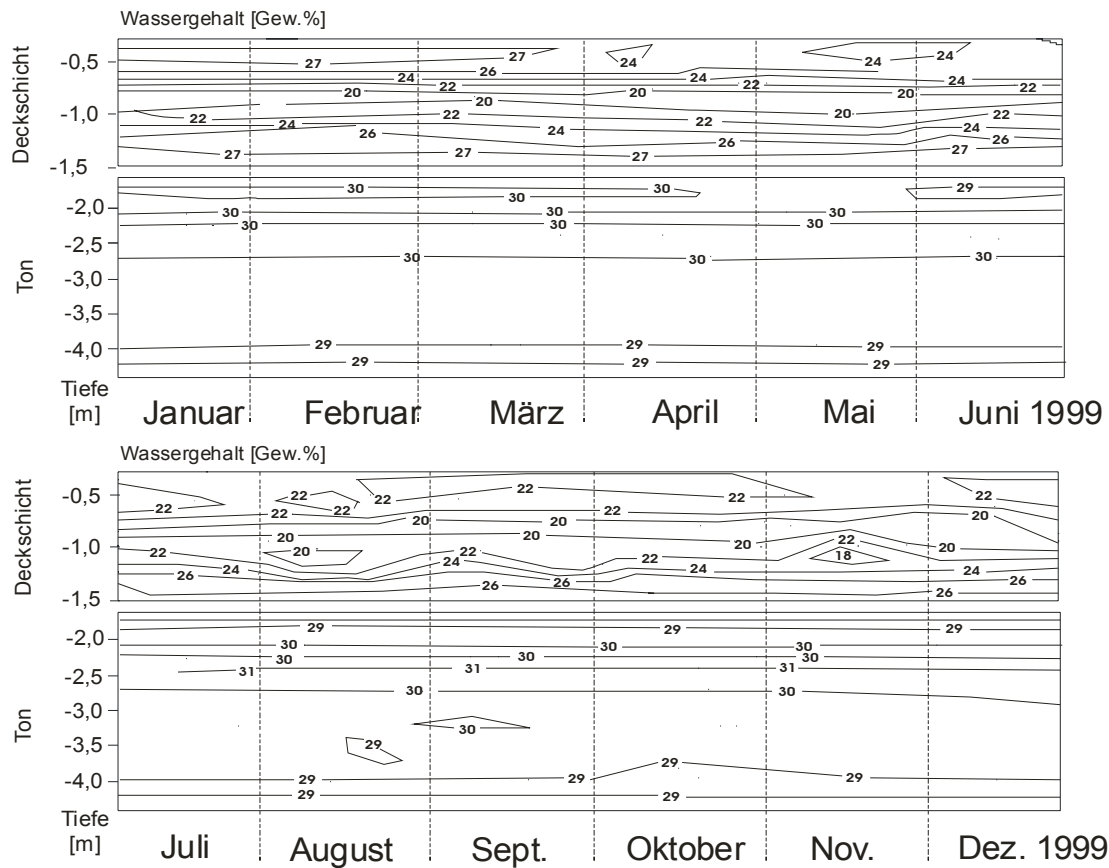


Abbildung 103: Radiometrische Feuchtemessungen, Kirchengelände Gilzum 1999

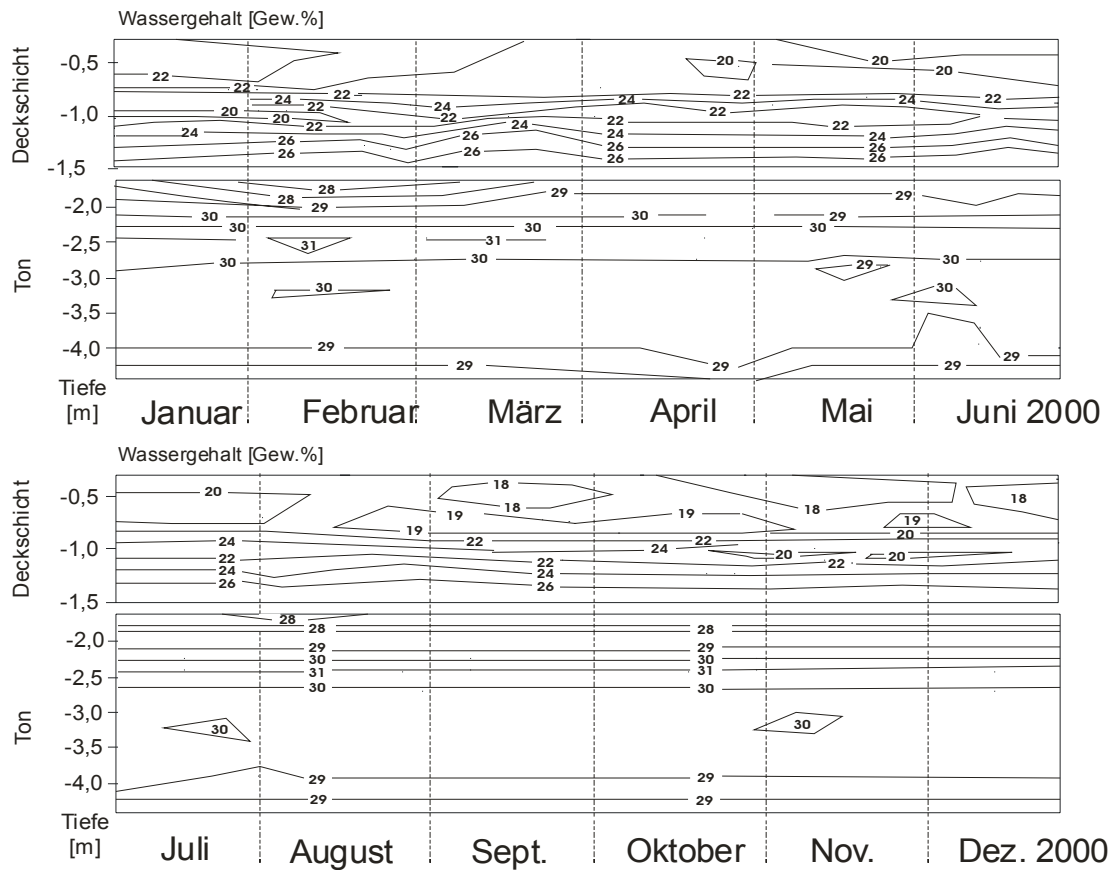


Abbildung 104: Radiometrische Feuchtemessungen, Kirchengelände Gilzum 2000



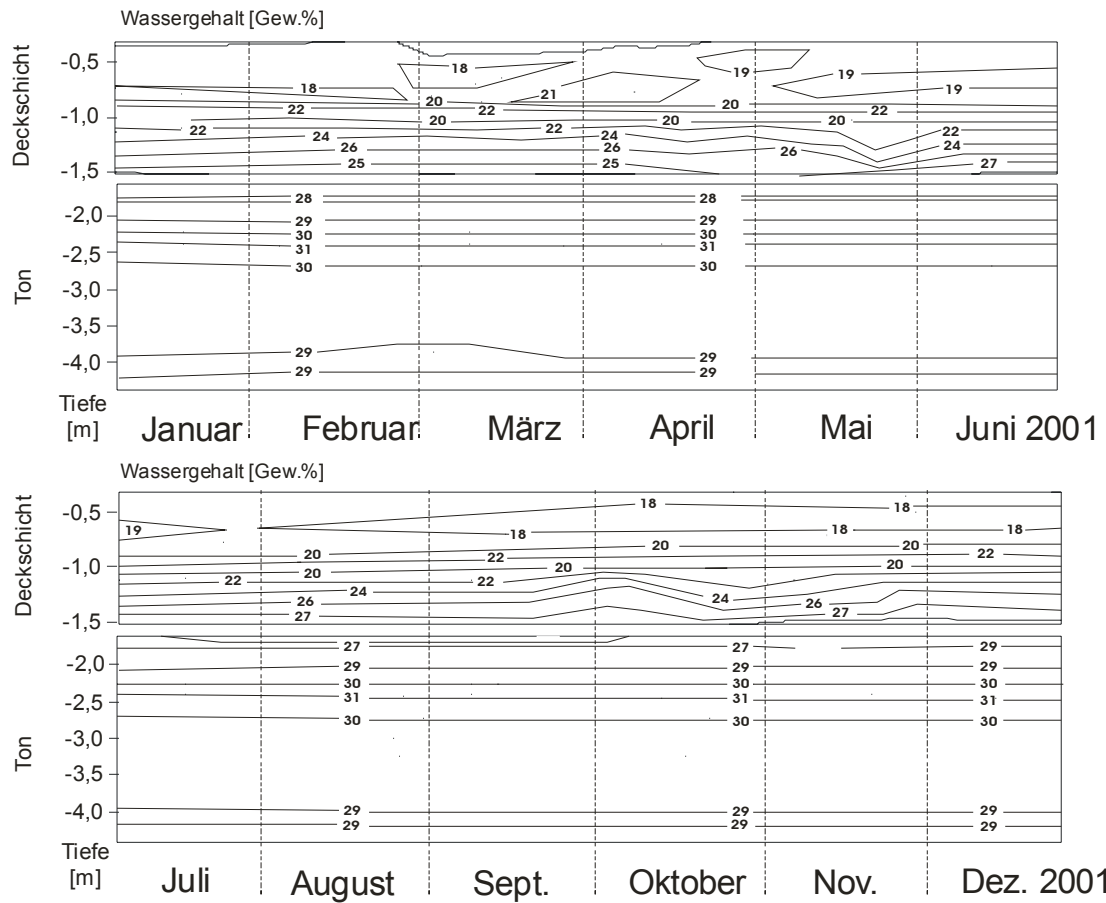


Abbildung 105: Radiometrische Feuchtemessungen, Kirchengelände Gilzum 2001

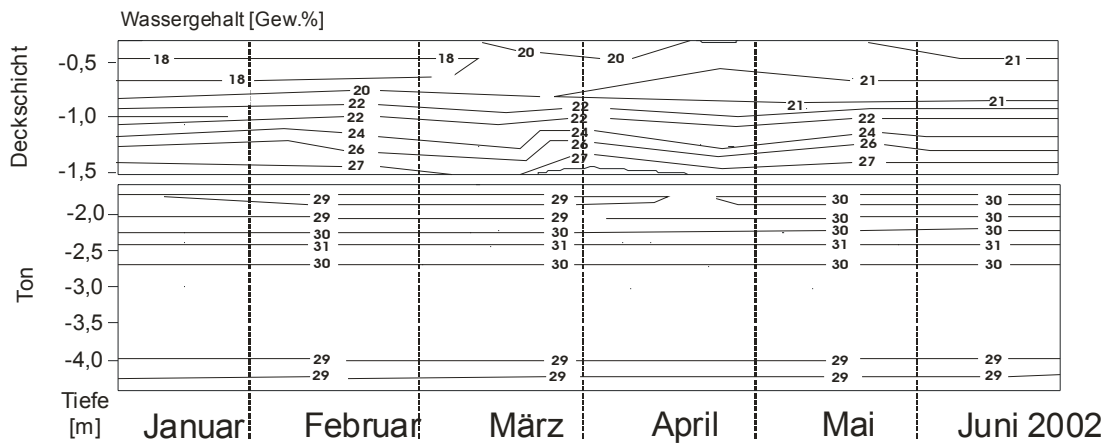


Abbildung 106: Radiometrische Feuchtemessungen, Kirchengelände Gilzum 2002

## **8      Interpretation der Versuchsergebnisse**

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen deutlich die Abhängigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften der untersuchten Böden von der Porenwasserspannung. In einem nächsten Schritt ist daher zu untersuchen, inwieweit eine Veränderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften Einfluss auf die Gebäudeschäden nehmen kann und welche Mechanismen für diesen Prozess verantwortlich sind. Die in Kap. 7 aufgezeigte Interaktion Klima - Boden - Bauwerk ist hier näher zu beurteilen. Eine Analyse der Bauwerksschäden kann daher nicht einzig auf die Betrachtung der Einzelparameter beschränkt bleiben. Nur die Interaktion aller Parameter kann zu einem Ergebnis führen, welches den Mechanismus der Bodenbewegungen und die daraus entstehenden Bauwerksschäden zusammenhängend beschreibt.

### **8.1    Kräfte im Mikrogefüge**

Auf jedes Primärteilchen (Mikrogefüge) in einem betrachteten Bodenelement wirken Kräfte ein, die an dieser Stelle vereinfachend in drei Gruppen zusammengefasst werden:

- Über benachbarte Festteilchen übertragene Kräfte
- Kohäsion und Adhäsion
- Strömungsdruck aus der Bewegung des Porenwassers

Ein stationärer Gleichgewichtszustand zwischen den drei Gruppen wird nicht erreicht. So führt ein Wechsel der klimatischen Randbedingungen im Verlauf der Jahreszeiten zu unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus im Baugrund und damit zu Veränderungen im Gleichgewicht zwischen den genannten Gruppen. Aus bodenphysikalischer Sicht ist das System zeitlichen Veränderungen unterworfen, da die Potentialunterschiede ständig bestehen und die Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus beliebig umkehrbar ablaufen. Ändert sich eine der genannten Randbedingungen, erzeugen die auftretenden Spannungskombinationen aus Richtung, Angriffspunkt und Größe ein Kräftesystem, dessen Resultierende Gegenkräfte mobilisiert, welche für jede Kontaktstelle zwischen zwei Körnern in eine tangential und eine normale Spannungskomponente aufgeteilt werden können.

#### **8.1.1 Gleichgewichtsbedingungen**

Zur Beschreibung der Gleichgewichtsbedingungen im Mikrogefüge ist die Betrachtung ideal gesättigter Verhältnisse in einem Bodenelement zunächst hilfreich. Ein gesättigter Boden wird als Mehrphasensystem aus den Bestandteilen Festmasse (Bodenpartikel) und flüssiger Phase (SCHULTZE/MUHS, 1967) beschrieben. Die Bodenpartikel bilden in Abhängigkeit von den genetischen Randbedingungen ein Strukturgebilde mit variablem Porenanteil (vgl. Kap. 7). Unter der Annahme gesättigter Verhältnisse ist der Porenraum in einem Bodenelement

vollständig mit Wasser gefüllt. Unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen aus der Interaktion Klima – Boden – Bauwerk stellt sich ein Gleichgewicht zwischen den Kräften im Mikrogefüge und der flüssigen Phase ein. Werden die Randbedingungen verändert, sind Festigkeits- und Volumenänderungen des betrachteten Bodenelementes die Folge. Die Gesamtvolumenänderung ist gleich der Summe der Volumenänderungen der festen und flüssigen Phase und entspricht einer Kontinuitätsbedingung, welche zu einem neuen Gleichgewicht zwischen flüssiger und fester Phase unter den gegebenen Randbedingungen führt. Die Kontinuitätsbedingung für gesättigte Verhältnisse ist eine volumetrische Beschränkung, welche Risse zwischen den Phasen (Lufteindringen) zunächst verhindert. Volumenänderungen in einem gesättigten Boden sind das Ergebnis des einströmenden oder ausströmenden Wassers. Die Bodenpartikel werden daher vereinfachend als inkompressibel angenommen.

Zur Interpretation der vorliegenden Gebäudeschäden ist die vereinfachte Betrachtung des Bodens als Zweiphasensystem nicht zulässig. Unter in situ Bedingungen ist der Boden partial teilgesättigt oder teilgesättigt (vgl. Kap. 5) und damit als Mehrphasensystem aus Festmasse, Gas- und Wasserphase zu beschreiben. Die Bodenpartikel mit ihrer Luft- / Wassergrenzfläche unter einer Auflast befinden sich im Gleichgewichtszustand mit der Gas- und Wasserphase. Potentialunterschiede sind verantwortlich für die Fließbewegung der Gas- und Wasserphase. Aufgrund theoretischer Überlegungen befinden sich die Gas- und Wasserphase daher in situ ständig im Fluss. Grundlage ist der in situ ständig vorhandene Potentialunterschied zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus. Bei der Betrachtung eines Bodenelementes unter einer zusätzlichen Auflast muss die Gesamtvolumenänderung der Summe der Volumenänderungen der einzelnen Phasen entsprechen. Unter der Annahme, dass die Bodenpartikel als inkompressibel anzusehen sind, gilt folgende Kontinuitätsgleichung (Gleichung 6):

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0} + \frac{\Delta V_c}{V_0}$$

Gleichung 6 mit:

$V_0$  = Gesamtvolumen

$\Delta V_v$  = Porenvolumen

$\Delta V_w$  = Wasservolumen

$\Delta V_a$  = Gasvolumen

$\Delta V_c$  = Volumen der Luft- / Wasserschnittstelle

Aufgrund der zulässigen Vernachlässigung des Volumens der Luft- / Wasserschnittstelle (vgl. Kap. 7) im partial teilgesättigten Zustand reduziert sich die Kontinuitätsgleichung zu Gleichung 7:

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0}$$

Gleichung 7:

Die Kontinuitätsgleichung zeigt, dass die Volumenänderung in Verbindung mit zwei Variablen gemessen wird. Die dritte kann errechnet werden.

### 8.1.2 Spannungsverteilung

Der Spannungszustand im Boden, bestehend aus den Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$ , ist als Hauptspannungszustand definiert (Abbildung 107).

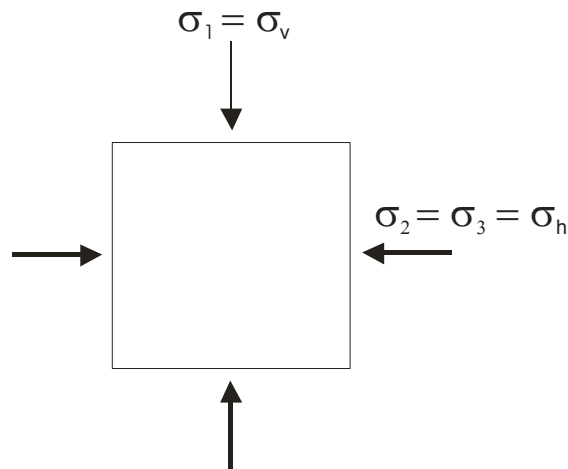


Abbildung 107: Hauptspannungen an einen Bodenelement

Anhand eines einfachen Kräftegleichgewichtes lassen sich die Normalspannung  $\sigma_\alpha$  und die Schubspannung  $\tau_\alpha$  in der um den Winkel  $\alpha$  geneigten Fläche bestimmen (Abbildung 108).

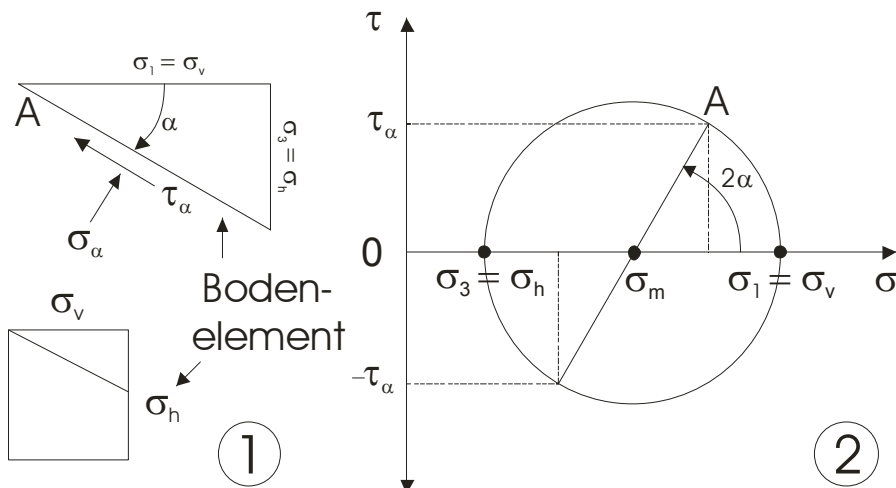


Abbildung 108: Gleichgewichtsbetrachtungen an einem Bodenelement

Es gelten die Gleichungen:

Gleichung 8: 
$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\alpha)$$

Gleichung 9: 
$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(2\alpha)$$

mit:

- $\sigma_1$  = vertikale Hauptnormalspannung
- $\sigma_3$  = horizontale Hauptnormalspannung
- $\sigma_{\alpha}$  = Normalspannung
- $\tau_{\alpha}$  = Schubspannung

Die Gleichung 8 und die Gleichung 9 sind die Grundbeziehungen des MOHRschen Spannungskreises. Der Mittelpunkt ist definiert durch  $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  und der Radius durch  $\sigma_r = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$  (2 in Abbildung 108). Der MOHRsche Spannungskreis repräsentiert die Spannungen in um beliebige Winkel  $\alpha$  geneigte Schnittflächen. Es kann gezeigt werden, dass in den Richtungen  $\alpha_f = 45^\circ + \varphi/2$  bzw.  $\alpha_f = 45^\circ + \varphi^b/2$  die Schubspannung  $\tau$  gleich der Scherfestigkeit  $\tau_f$  ist, wenn ein MOHRscher Kreis im Bruchzustand betrachtet wird. Die Schnittpunkte des MOHRschen Spannungskreises mit der  $\sigma$ -Achse kennzeichnen die Schnittebenen, in denen die Schubspannung  $\tau$  zu Null wird, also den Hauptspannungszustand. Durch Angabe der beiden Hauptspannungen ist die Lage eines MOHRschen Spannungskreises eindeutig definiert.

In einem nächsten Schritt sind die verformungswirksamen Anteile der Hauptspannungen aufgrund der Wirkung einer Porenwasserspannung näher zu beurteilen. Die Porenwasserspannung wirkt als hydrostatische Spannung additiv zu den Hauptspannungen (FREDLUND et al., 1993). Wirken auf ein Bodenelement in situ verformungswirksame Spannungen aufgrund einer Zunahme der Porenwasserspannung, kommt es zu einer Volumenverringerung. Aufgrund der Spannungsbedingungen im Baugrund schrumpft der Boden zunächst orthogonal zu  $\sigma_3$ , der Definition nach damit in der Vertikalen (vgl. Kap. 5). GUDEHUS (1980) definiert diesen Verformungsmechanismus als Rechteckverformung mit Volumenänderung.

Bei einer Rechteckverformung orthogonal zu  $\sigma_3$  verändert sich die Hauptspannungsdifferenz  $\sigma_1 - \sigma_3$  mit zunehmender Volumenabnahme  $(d_{10} - d_1)/d_{10}$  typischerweise so, wie es die Abbildung 109 zeigt.

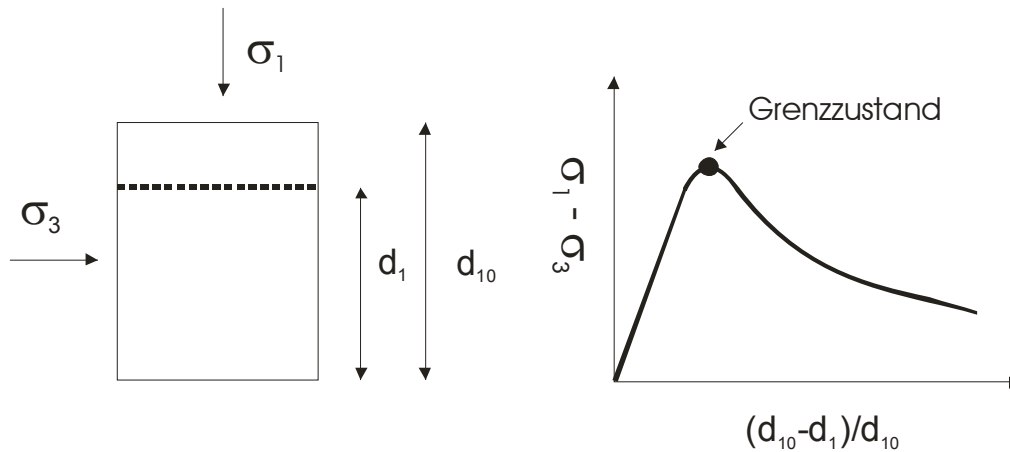


Abbildung 109: Rechteckverformung mit Volumenänderung (nach GUDEHUS, 1980)

Wenn  $\sigma_1 - \sigma_3$  den Größtwert erreicht hat, befindet sich das Bodenelement im Grenzzustand. Die Hauptspannung  $\sigma_1$  bleibt konstant, da diese durch den Überlagerungsdruck und die Porenwasserspannung vorgegeben ist. In Richtung der Hauptspannung  $\sigma_3$  kann bis zum Erreichen der Schrumpfgrenze aufgrund der Wechselwirkung zum umgebenden Boden keine Verschiebung erfolgen. Damit reduziert sich die Größe der Hauptspannung  $\sigma_3$ . Verbunden ist damit eine Radiusänderung und Mittelpunktverschiebung des MOHRschen Spannungskreises. Die Abbildung 110 zeigt qualitativ den Spannungszustand für den Schrumpfprozess.

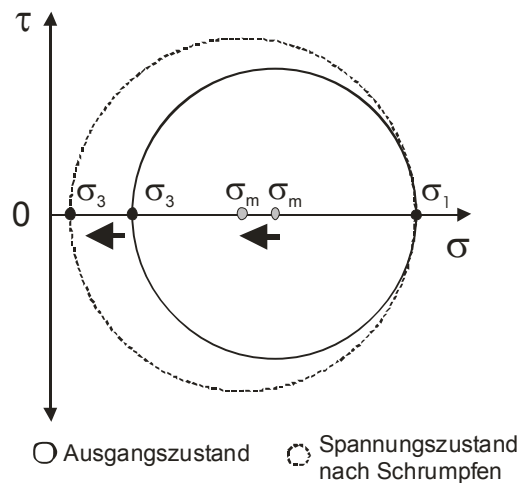


Abbildung 110: MOHRscher Spannungskreis, Spannungszustand nach Abschluss von Schrumpfverformungen (qualitativ)

Der Abbau der Porenwasserspannungen durch Durchfeuchtung führt in einem nächsten Schritt zu einer Umkehrung des durch Schrumpfung aufgebauten Spannungszustandes auf das Ausgangsniveau.

Schrumpf- und Quellprozesse in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung führen damit zu einer Veränderung der Hauptspannung  $\sigma_3$ . In Kombination mit der Variation des Reibungswinkels in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung (vgl. Kap. 7) kommt es zu einer Neuorientierung von Partikeln und Aggregaten parallel zu  $\alpha_f = 45^\circ + \varphi^b/2$ . Auch die zu-

nehmende Orientierung von langgestreckten Partikeln spielt eine Rolle. Der Auf- und Abbau von Porenwasserspannungen in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen kann damit als Mechanismus identifiziert werden, welcher zu einer Verlagerung von Partikeln und Aggregaten führt. Dieser Sachverhalt ist in der gegebenen Fragestellung zur Ursache der Gebäudeschäden von großer Bedeutung.

Neben der Veränderung des Hauptspannungsverhältnisses müssen noch weitere Spannungskomponenten Einfluss auf die Schubbeanspruchungen im Mikrogefüge haben. Wechselnde Porenwasserspannungsverhältnisse aufgrund eines Potentialgefälles führen zu einer Kontraktion und Entspannung der Menisken im Porenraum und damit zu einer weiteren Schubbeanspruchung der Bodenmatrix. Eine sich ebenfalls aus dem Potentialgefälle ergebende Größe ist die Schubbeanspruchung, der die Bodenteilchen ausgesetzt sind, wenn der Wasser- oder Luftstrom an der Grenzfläche einer körnigen Matrix durch deren Rauigkeit abgebremst wird.

Im Weiteren ist der Fragestellung nachzugehen, welche Mechanismen zur Veränderung der Hauptspannungskomponenten in situ zur Verfügung stehen und welchen verformungswirksamen Einfluss diese erreichen können.

## **8.2 Verformungswirksame Mechanismen**

Im vorliegenden Fall der betrachteten Gebäudeschäden können Veränderungen im Hauptspannungszustand aufgrund anthropogener Veränderungen ausgeschlossen werden. Als auslösendes Ereignis kommen nur Volumenänderungen aufgrund von Schwankungen im Wassergehalt der anstehenden bindigen Böden in Frage (vgl. Kap. 7.3).

Inwieweit Änderungen im Bodenwasserhaushalt durch Evapotranspiration sowie Durchfeuchtung und die dadurch entstehenden Porenwasserspannungen und Quelldrücke zur Veränderung des Hauptspannungszustandes führen, ist in einem nächsten Schritt näher zu beurteilen.

In Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen unterliegt der betrachtete Boden ständiger Durchfeuchtung und Abtrocknung. So konnte am Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum eine langfristige Wirkung der klimatischen Randbedingungen bis in eine Tiefe von 2 m u.GOK nachgewiesen werden. Unter diesen Umständen setzt eine Selbstverdichtung der Bodenmatrix ein (vgl. Kap. 7), und unter den gegebenen Randbedingungen erreicht der Boden seine größte Trockendichte. Verformungsprozesse durch den Auf- und Abbau von Porenwasserspannungen sind damit unter den gegebenen Randbedingungen beliebig reversibel. In diesem Zusammenhang sind der initiale Wassergehalt und die initiale Trockendichte die das Festigkeits- und Verformungsverhalten steuernden Bodenparameter. Je kleiner der initiale Wassergehalt, umso höher ist das Niveau der Porenwasserspannungen. Damit verbunden ist die Veränderung der Festigkeitseigenschaften zu kleiner werdenden Reibungs-

winkeln. Für das Verformungsverhalten gilt: Je höher die Porenwasserspannungen sind, umso größer sind die Volumenänderungen und die maximal erreichbare Trockendichte. Im Winkel von  $\alpha_f = 45^\circ + \varphi^b/2$  treten bei dieser Selbstverdichtung Schubspannungen auf. Es ist daher zu beurteilen, welchen verformungswirksamen Einfluss die Schubspannungen erreichen.

Die Abbildung 111 und die Abbildung 112 verdeutlichen die Vorgänge am Beispiel des Kirchengebäudes von Gilzum. Durch den Prozess der Evapotranspiration wird dem anstehenden Boden Wasser entzogen und eine Porenwasserspannung aufgebaut. Die Prozesse betreffen zunächst nur die Deckschicht. Durch den Prozess der Brownschen Molekularbewegung setzt in einem nächsten Schritt eine Porenwasserbewegung in Richtung des höheren Potentials der Porenwasserspannung ein. Über die kapillare Anbindung des unterlagernden Tones wird auch dem Ton Wasser aufgrund des Potentialgefälles entzogen (Stufe 1 in Abbildung 111). Bei fortgesetzter Evapotranspiration werden auch die versiegelten Geländebereiche unterhalb des Gebäudes von der Porenwasserausgleichsbewegung erfasst (Stufe 2 und 3 in Abbildung 111). Volumenänderungen und eine Variation der Festigkeitsparameter zu kleineren Reibungswinkeln und größerer Kohäsion in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung sind die Folge.

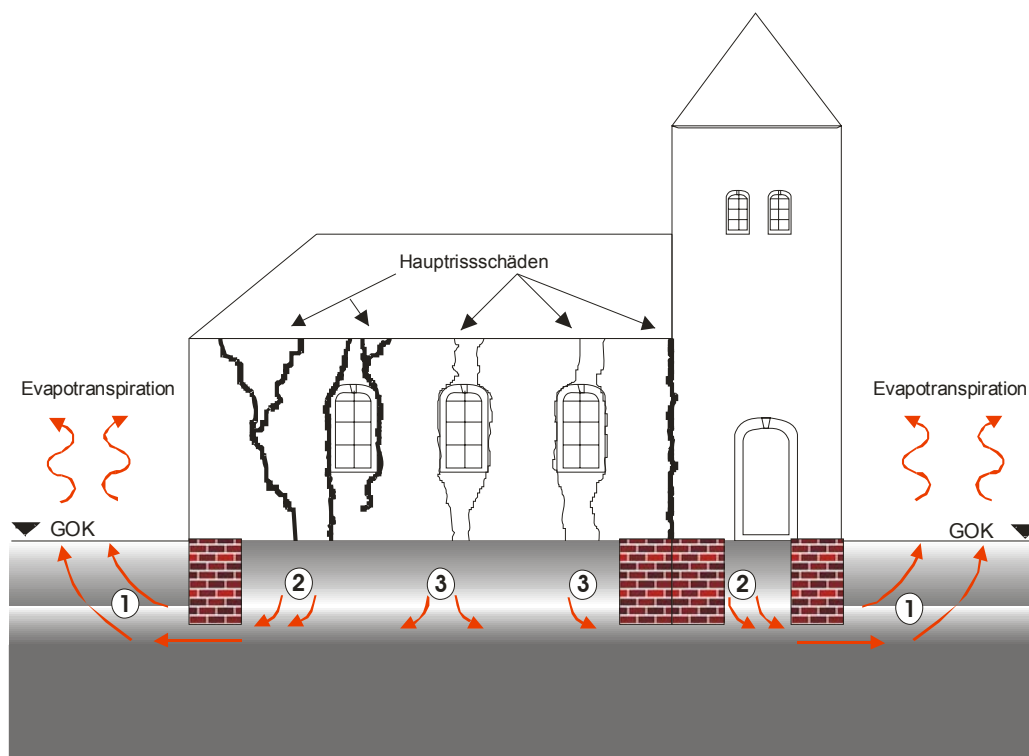


Abbildung 111: Wasserentzug durch Evapotranspiration, Fundamentfrontseite abgedeckt

Den Prozess der Durchfeuchtung zeigt die Abbildung 112. Auch hier kann der Abbau eines bestehenden Porenwasserspannungsniveaus in drei Stufen eingeteilt werden. Beginnend in der Deckschicht (Stufe 1) erreicht die Porenwasserspannungsreduktion zuletzt die versiegelten Bereiche unterhalb des Gebäudes (Stufe 2 und 3).



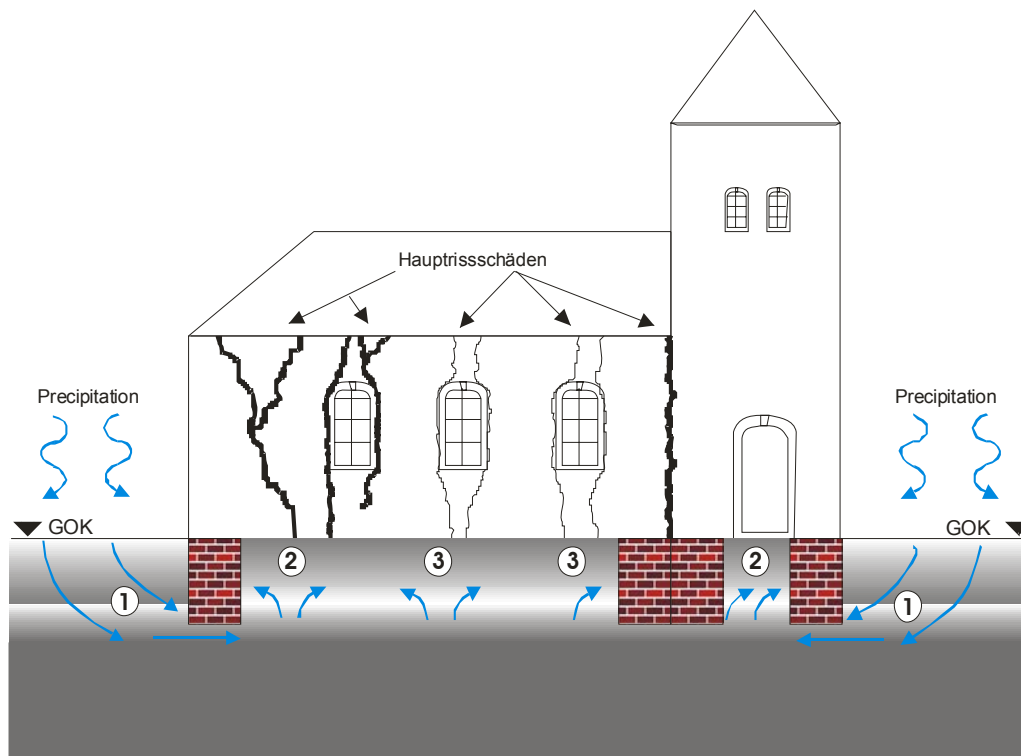


Abbildung 112: Wasserzufuhr durch Precipitation, Fundamentfrontseite abgedeckt

Bei der Durchfeuchtung entstehen Quelldrücke erheblicher Größenordnung. In Kap. 7 konnte nachgewiesen werden, dass bereits eine Wassergehaltsreduktion von 1,4 Gew. % bei anschließender Wasserzugabe zu Quelldrücken von 250 kPa für den in Gilzum anstehenden Ton führt. Der Ton befindet sich dabei in situ oberhalb des materialspezifischen Lufteintrittspunktes und kann nach der in Kap. 5 eingeführten Definition als partial teilgesättigt bezeichnet werden. In Kap. 7 konnte ebenso nachgewiesen werden, dass oberhalb des materialspezifischen Lufteintrittspunktes der Quelldruck der initialen Porenwasserspannung vor Wasserzugabe entspricht. Damit kann der Auf- und Abbau von Porenwasserspannungen als Mechanismus identifiziert werden, welcher zur Veränderung der verformungswirksamen Hauptspannungen führt.

Für das Verformungsverhalten konnte in Kap. 7 nachgewiesen werden, dass der Ton nach sieben Quell-Schrumpfzyklen unter den gegebenen Randbedingungen oberhalb des materialspezifischen Lufteintrittspunktes einen stabilen Verformungszustand erreicht hat. Das heißt, die Verformungen sind bei linear elastischem Materialverhalten beliebig reversibel. Unter identischen Randbedingungen im Scherversuch und der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens unterhalb des Bruchpunktes muss aufgrund theoretischer Überlegungen eine Reduktion des Reibungswinkels durch Porenwasserspannungen durch anschließenden Porenwasserspannungsausgleich vollständig rückstellbar sein. Durch den beständigen Wechsel der Hauptspannungen in Betrag und Richtung entsteht in den betrachteten Böden eine Veränderung der Scherparameter durch die Variation des Reibungswinkels.

Diese Veränderung der Scherparameter ist auf eine Verlagerung von Partikeln und Aggregaten zurückzuführen. Diese umfasst die Schwankungsbreite des Reibungswinkels in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung. Die Abbildung 113 verdeutlicht die Vorgänge.

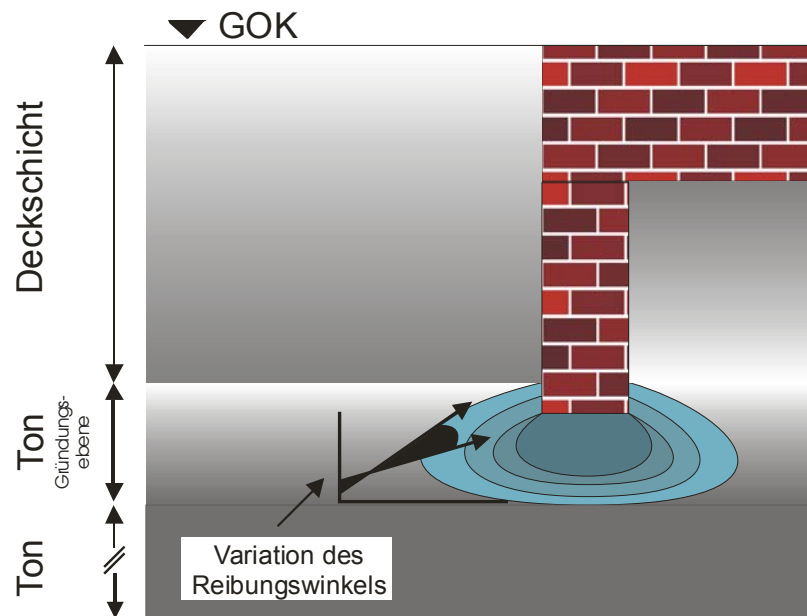


Abbildung 113: Schwächung der Gefügestruktur durch Variation des Reibungswinkels

Unter Berücksichtigung der Wassergehaltsschwankungen und ihrer Wirkung auf den Aufbau von Porenwasserspannungen und damit auf die Variation des Reibungswinkels wird der Bruchzustand zu keinem Zeitpunkt erreicht. Die Beziehung für den Erdruchedruck  $K_0$  (JAKY, 1944), erweitert um den Reibungswinkel eines partial teilgesättigten oder teilgesättigten Bodens (vgl. Kap. 5), verdeutlicht den Zusammenhang (Gleichung 10).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi^b$$

Gleichung 10:

BISHOP (1957) sowie SIMONS (1958) bestätigen durch umfangreiche Laborversuche an Sanden und Tonen die Anwendbarkeit der Gleichung 10 für bindige und nichtbindige Böden. Die Abbildung 114 zeigt die Beziehung zwischen dem Reibungswinkel und dem Erdruchedruck.

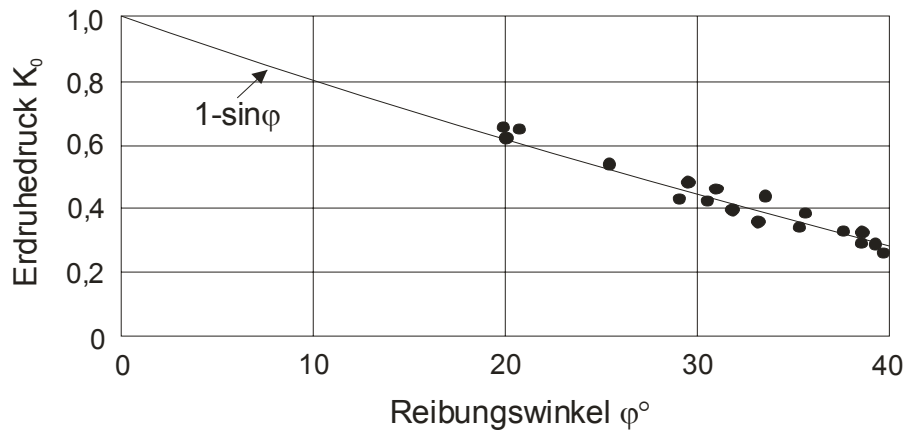


Abbildung 114: Beziehung zwischen dem Reibungswinkel  $\phi$  und dem Erdruchdruck  $k_0$  (BISHOP, 1957)

BROOKER und IRELAND (1965) konnten anhand eines weiteren ausgedehnten Versuchsprogrammes die Ergebnisse von BISHOP (1958) und SIMONS (1958) bestätigen.

Der Bruch kann nur eintreten, wenn  $K_0$  unter der Wirkung des hier eingeführten Reibungswinkels Werte  $> 1$  annimmt, d.h., wenn der Betrag der horizontalen Spannungskomponente durch Quelldruck die vertikale Spannungskomponente übersteigt. Versuche hierzu wurden von FREDLUND (1993) an Geschiebemergel durchgeführt. Die Abbildung 115 zeigt einen Probekörper, der bei Erreichen eines  $K_0$  Wertes  $> 1$  durch Quelldruck in den Bruchzustand übergegangen ist.

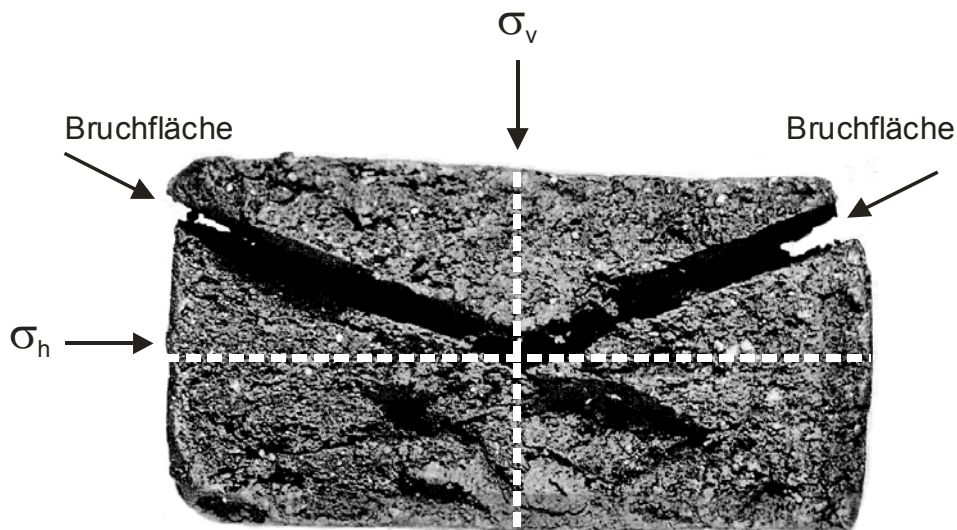


Abbildung 115: Bruch durch Erreichen eines  $K_0$  Wertes  $> 1$ , Geschiebemergel (FREDLUND, 1993)

Um diesen Zustand zu erreichen, muss der Reibungswinkel  $\phi^b$  unter dem Wirken einer Porenwasserspannung auf das porenraumabhängige Minimum reduziert werden und im Anschluss ein Quelldruck durch schnelle Durchfeuchtung aufgebaut werden. Ein derart hohes Porenwasserspannungsniveau kann unter den lokalen klimatischen Randbedingungen ausgeschlossen werden.

Die Beziehung für den Erdruchdruck  $K_0$  erweitert um den Reibungswinkel eines partial teilgesättigten oder teilgesättigten Bodens ist damit ein erster Ansatz, um die Problematik näher zu beschreiben. Hier müssen weitere Untersuchungen folgen, die aber den Rahmen dieser Arbeit sprengen würden.

Zu beachten ist, dass sowohl der Aufbau von Porenwasserspannungen sowie deren Reduktion mit der Entwicklung von Quelldrücken inhomogen über den Baugrund im Bereich des Gebäudes verteilt ist. Dies ist durch das Potentialgefälle zwischen versiegelten Flächen unterhalb des Gebäudes und der freien Geländeoberfläche begründet, an welcher ein ungehinderter Wassertransport in die Atmosphäre und umgekehrt erfolgen kann. In Abhängigkeit vom Fortschreiten der Porenwasserspannungs- bzw. Quelldruckfront entwickeln sich daher unterschiedliche Spannungszustände zwischen den inneren und äußeren Bereichen des Gebäudes.

Eine Sanierung mit dem Ziel, die Gebäudebewegungen zu stoppen, um ein Fortschreiten der Schäden zu vermeiden, kann daher nur durch eine Verhinderung der Wasserabgabe erfolgen. Ziel der Maßnahmen muss es sein, Baugrundbewegungen durch Festigkeits- und Volumenänderungen zu verhindern. Eine Möglichkeit der Sanierung deutet sich durch die Existenz der natürlichen Kapillarsperre am Kirchengebäude Gilzum in einer Tiefe von 0,80 m – 1,00 m u. GOK an. Die Kapillarsperre verhindert die vollständige kapillare Anbindung des Tones an die Atmosphäre und dämpft so die Baugrundbewegungen. In einem nächsten Schritt ist daher die Möglichkeit der Sanierung durch Kapillarsperrensysteme genauer zu untersuchen.

## 9 Sanierungsmaßnahmen

Ziel einer jeden Sanierung muss es sein, zukünftige Gebäudebewegungen zu verhindern. Nur auf diesem Weg kann der Erhalt der Gebäude langfristig gesichert werden. Am Standort des Kirchengebäudes in Gilzum konnte eine Sanierungsmassnahme ausgeführt werden, welche auch auf andere Gebäude mit ähnlicher Schadensursache anwendbar ist.

Aufgrund der vorliegenden Erkenntnisse sind die Schäden auf eine Veränderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften der untersuchten Böden zurückzuführen. Auslösendes Moment sind Wassergehaltsschwankungen, welche zum zyklischen Auf- und Abbau von Porenwasserspannungen führen (vgl. Kap. 7). Jede Maßnahme muss daher den aktiven Bereich der Wassergehaltsschwankungen im anstehenden Boden sicher überbrücken. Aufgrund der in Gilzum nur sehr geringmächtigen Zone der Wassergehaltsschwankungen im Ton von 1,60 m bis 2,50 m u. GOK wären konventionelle Unterfangungen durch Kleinbohrpfähle möglich. Auch das Einbringen von Kalksäulen (z.B. Mixed-in-place, CSV-Stabilisierung) zur Baugrundstabilisierung ist denkbar und technisch ausführbar. Dabei werden pulverförmige Kalk-Zement-Sand-Gemische säulenförmig und trocken in den Baugrund eingebracht. Das Gemisch bindet aufgrund seiner hydraulischen Wirksamkeit mit dem Porenwasser des umgebenden Bodens zu einer Säule ab, welche in der Lage ist, Lasten aufzunehmen. Die Abbildung 116 zeigt Maßnahmen zur Herstellung von CSV Säulen.

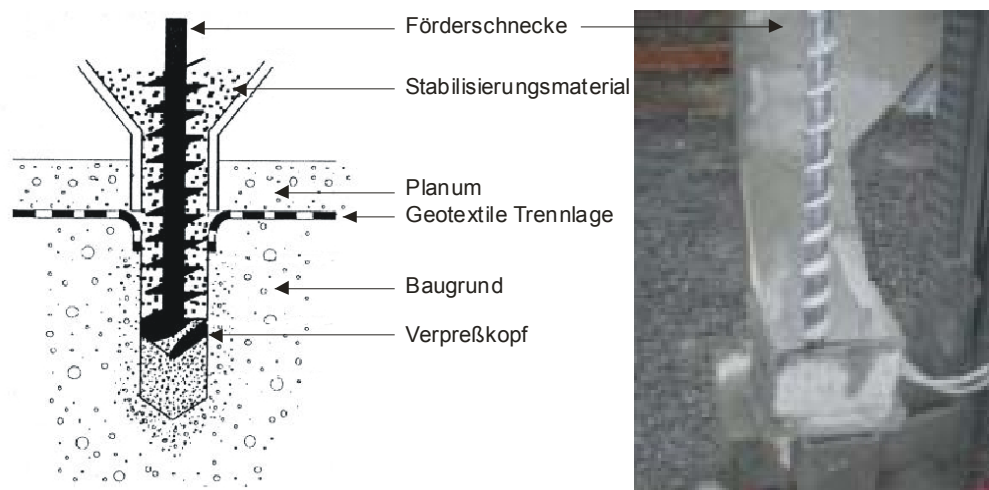


Abbildung 116: Herstellung von CSV Säulen

Das CSV-Verfahren ist ein Vollverdrängungsverfahren. Eine geführte Endlosschnecke mit Verpresskopf durchfährt einen Vorratsbehälter mit Trockengemisch, welches während des Bohrvorganges in den Baugrund eingebracht und über den Verpresskopf verpresst wird. Da das Trockengemisch im Vollverdrängungsverfahren eingebracht wird, fällt kein Boden an, der gefördert werden muss.

Zu beachten ist jedoch, dass derartige Maßnahmen mit einer Schädigung und dem weiteren Verlust der historischen Substanz einhergehen können (GOLDSCHIEDER, 1993). Auch darf

der Kostenaufwand nicht außer Acht gelassen werden, da derartige Maßnahmen den Zeitwert eines Gebäudes sehr schnell überschreiten können. Es sind daher alternative Maßnahmen anzustreben, die ohne Eingriff in die Bausubstanz den Baugrund dauerhaft stabilisieren.

Am Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum wird daher auf das System der Kapillarsperre in Kombination mit einer Traufenbewässerung zurückgegriffen. Die Untersuchungen zu den Gebäudeschäden zeigen, dass es mit der Fassung der Niederschläge in der Regenwasserkanalisation zu einer Zunahme der Risssschäden gekommen ist (vgl. Kap. 2). Eine Sanierungsmassnahme muss den zyklischen Auf- und Abbau von Porenwasserspannungen verhindern. Die aufzubauende Kapillarsperre gewährleistet einen sicheren Verdunstungsschutz, während in einem zweiten Schritt durch das Entfernen der Regenwasserableitung der Wasserzutritt über die Traufenbewässerung ermöglicht wird. In einem ersten Schritt ist anhand der örtlichen Gegebenheiten zu entscheiden, ob ein derartiges System mit horizontaler oder abgeschrägter Grundfläche aufzubauen ist. Grundlage ist die Auswertung der Summenkurve aus Evapotranspiration und Niederschlag sowie die örtliche Baugrundsituation. Eine abgeschrägte Basis der Kapillarsperre schafft die Voraussetzung, dass nach einem Starkregenereignis kein Wassereinstau im Bereich der Fundamente existiert (Abbildung 117).

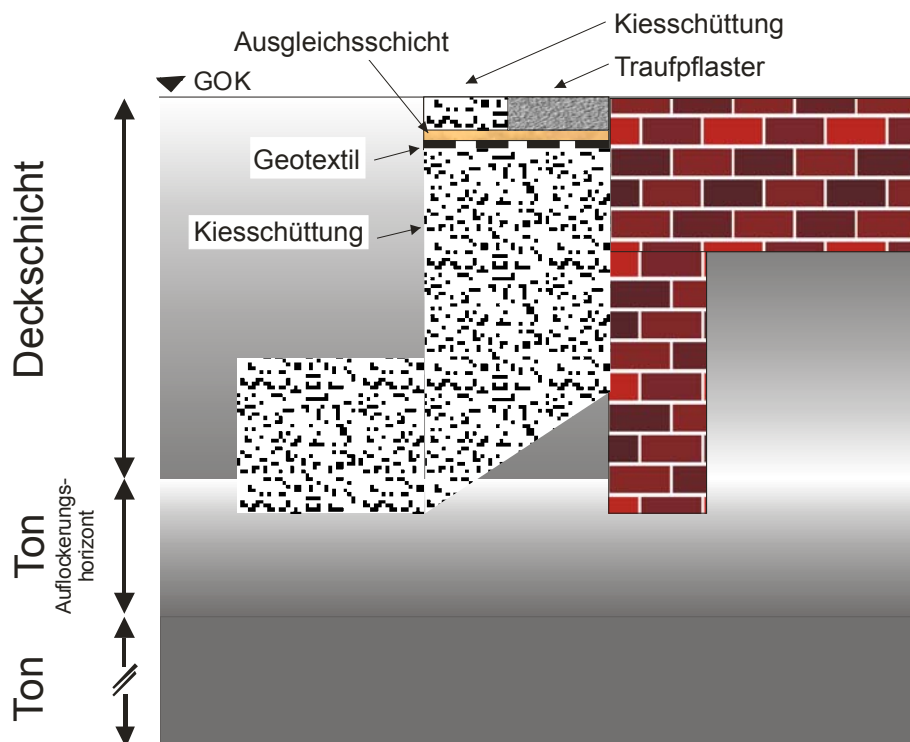


Abbildung 117: Kapillarsperrensystem mit abgeschrägter Basis

Nachteil ist, dass bei kurzfristigen Niederschlagsereignissen die Kontaktzeit zwischen den anfallenden Wässern und dem Ton im Gründungsbereich des Gebäudes verkürzt wird. Das System der geneigten Kapillarsperre konnte am Kirchengebäude Gilzum nicht realisiert wer-

den. Der erhöhte Raumbedarf hätte zu einer Verlegung von Grabstätten geführt, was mit Rücksicht auf die Gemeinde ausgeschlossen wurde. Die Abbildung 118 verdeutlicht den gewählten Aufbau mit horizontaler Basis.

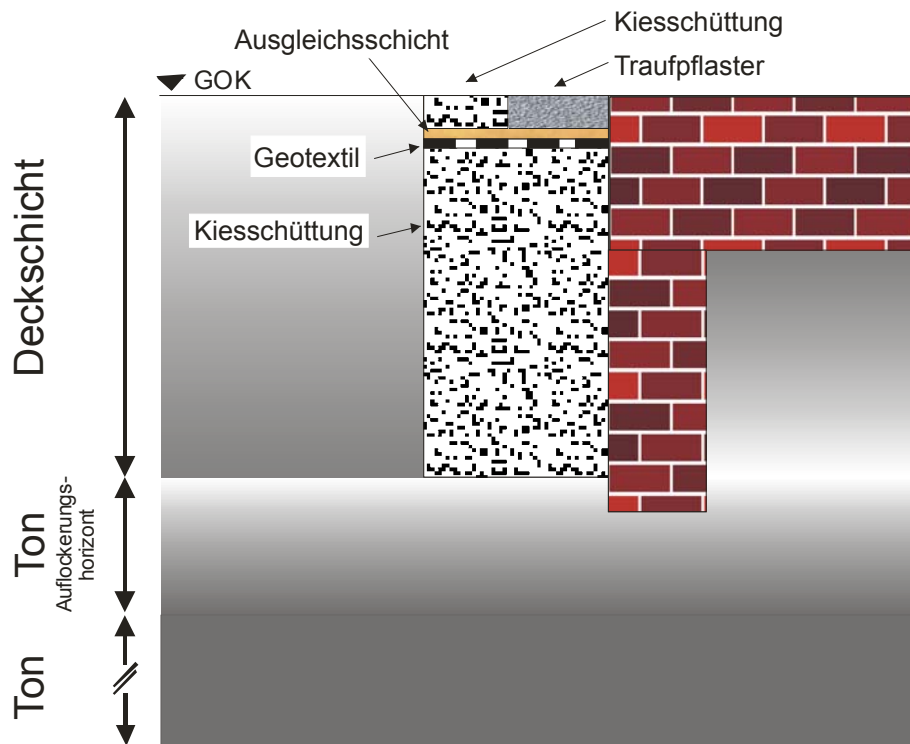


Abbildung 118: Kapillarsperrensystem, Kirchengebäude Gilzum

Die Wasserbilanz, ermittelt aus der Summenkurve aus Evapotranspiration und Niederschlag, zeigt für den Standort Gilzum seit Beginn der Aufzeichnungen im Januar 1998 einen abfallenden Verlauf (vgl. Kap. 7). Damit wird dem Boden mehr Wasser entzogen, als durch Niederschlagsereignisse hinzugeführt wird. Grundlage der Dimensionierung der aufgebauten Kapillarsperre sind die Untersuchungen zur Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus (vgl. Kap.7). Für den Gilzumer Ton konnte eine bodenspezifische Ausgleichsgeschwindigkeit zwischen verschiedenen Porenwasserspannungsniveaus von 2 cm in 24 Stunden ermittelt werden. Unter Berücksichtigung des maximal zur Verfügung stehenden Raumes von 100 cm ab Außenmauerwerk ist das aufgebaute System bei vollständiger Verhinderung des kapillaren Aufstieges von Porenwasser in der Lage, einer Trockenperiode von 50 Tagen ohne Wassergehaltsschwankungen im Fundamentbereich zu widerstehen.

Unter Berücksichtigung des zur Verfügung stehenden Raumes besteht das aufgebaute Kapillarsperrensystem aus einem Grabensystem in einer Breite von 100 cm und einer Tiefe von 140 cm um die Nord-, Ost- und Südseite des Kirchengebäudes. Die Westseite muss ausgespart werden, da auf Grund eines historischen Denkmals hier keine Erdarbeiten ausgeführt



werden können. Die Abbildung 119 zeigt den Aushub des Grabensystems am Kirchengebäude.



Abbildung 119: Aushub des Ringgrabens, Kirchengebäude Gilzum

Nach Aushub des Grabens erfolgt in einem nächsten Schritt die Fundamentsanierung durch Torkretierung. Um Schäden durch einen eventuellen Einstau von Wässern vorzubeugen, erfolgt ein Bitumenanstrich der sanierten Fundamente.



Abbildung 120: Torkretierung und Bitumenanstrich der Fundamente, Kirchengebäude Gilzum



Die Anlage einer Überlaufdrainage in einer Tiefe von 100 cm u. GOK komplettiert die Maßnahmen zum Schutz der Fundamente gegen Staunässebildung. Das Drainagesystem wird an die vorhandene Regenwasserkanalisation angeschlossen.

Die Auffüllung des Grabens erfolgt mit einem Kiesmineralgemisch der Körnung 16/32, welches den kapillaren Wasseraufstieg gesichert unterbindet. Zur Vermeidung des Eintrags von Feinpartikeln wird der Kies durch ein Geotextil abgedeckt, Sand der Körnung 0/2 aufgeschüttet und ein Betontraufpflaster im Sandbett angelegt (Abbildung 121).



Abbildung 121: Kiesmineralgemisch und Anlage des Traufpflasters, Kirchengebäude Gilzum

Den Abschluss des Systems bilden eine Betonrasenkante in einem Abstand von 100 cm zum Gebäude, und die Auffüllung mit Kiesmineralgemisch der Körnung 16/32 zwischen Traufpflaster und Betonrasenkante

Das beschriebene System aus Kapillarsperre und Traufenbewässerung konnte im Juni 2001 nach einer sechswöchigen Bauzeit fertig gestellt werden. Die Feuchtemessstelle 3 befindet sich innerhalb der Kapillarsperre und reicht bis in eine Tiefe von 4,00 m u. GOK. Die Abbildung 122 und die Abbildung 123 zeigen die Entwicklung des Bodenwassergehaltes im Bereich der Messstelle 3. Im weiteren sind hier die Niederschläge, die Geländebewegung an der Höhenmessstelle 3 sowie die Änderung der Rissweite am Gebäude durch Rissmonitor 2 dargestellt.

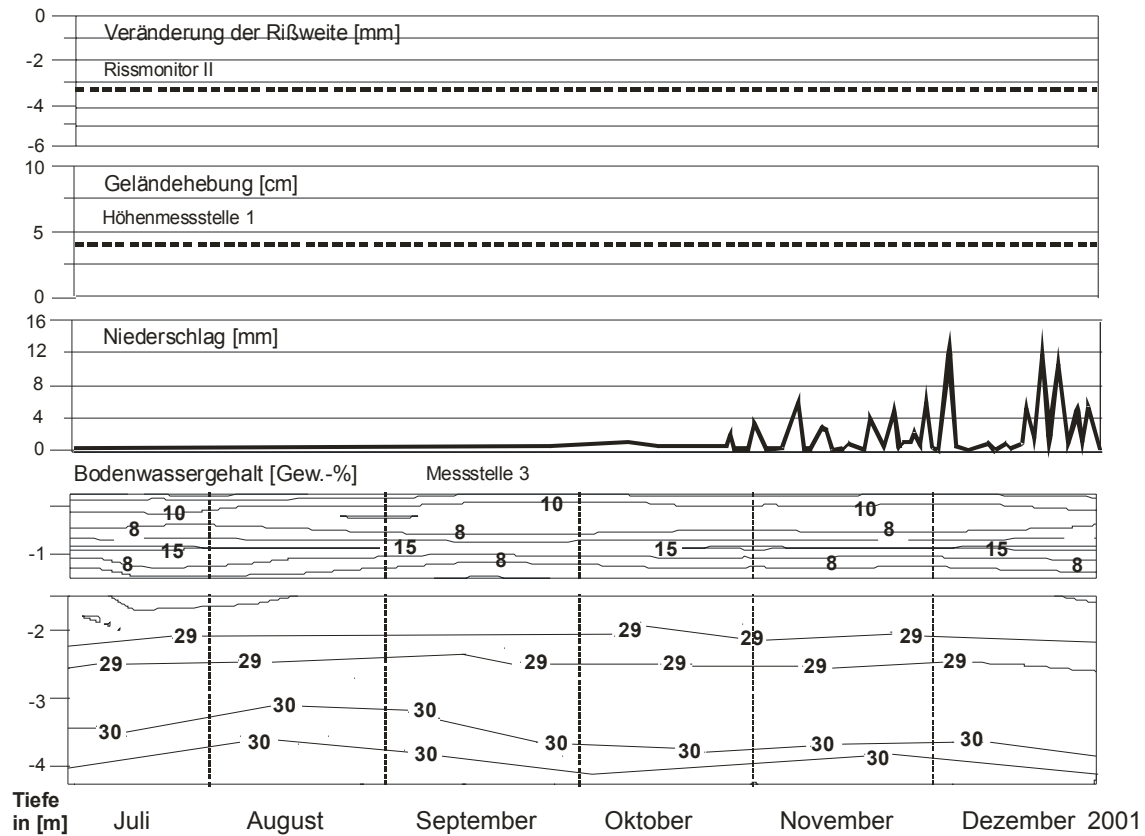


Abbildung 122: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Juli bis Dezember 2001

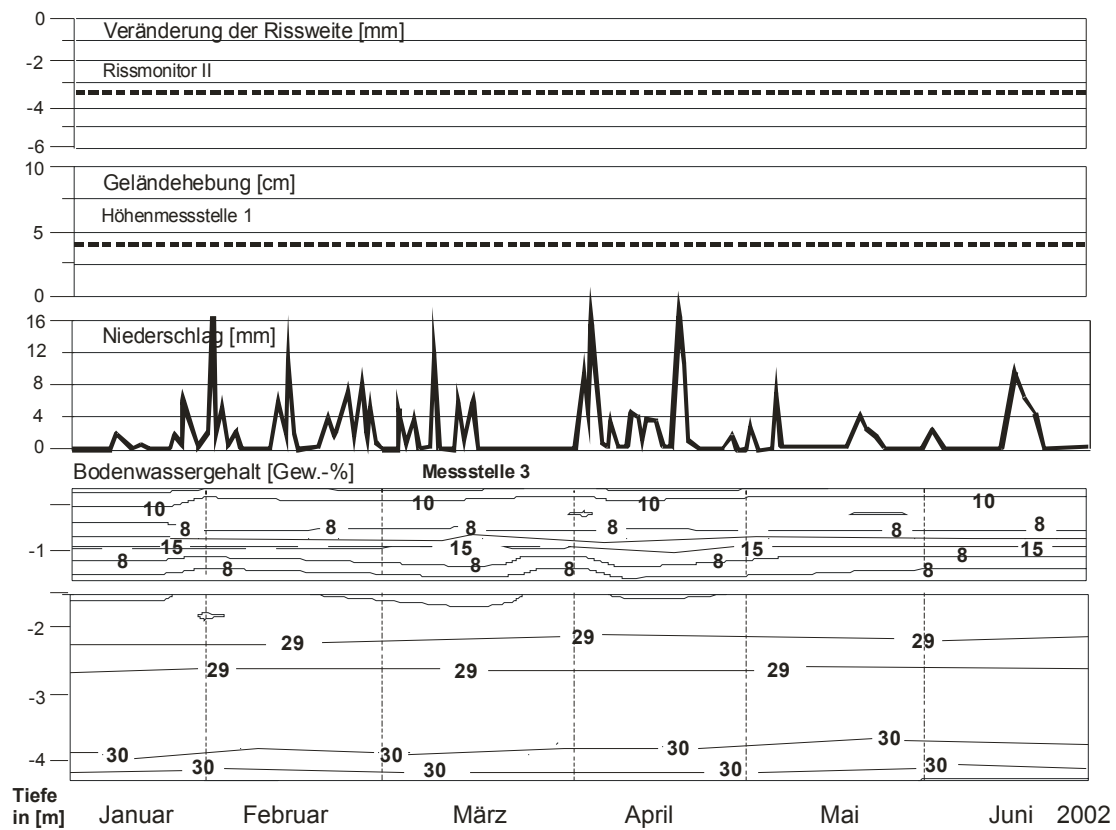


Abbildung 123: Ergebnisse der Felduntersuchungen, Kirchengebäude Gilzum, Januar bis Juni 2002

Die Abbildungen zeigen, dass das aufgebaute System seine Funktion durch die Verhinderung des kapillaren Aufstiegs von Porenwasser erfüllt. Der Wassergehalt im unterlagernden Ton ist im Beobachtungszeitraum keinen Veränderungen unterworfen. Innerhalb der Kapillarsperre zeigt der erhöhte Wassergehalt in einer Tiefe von 1,00 m u. GOK das Wirken der Drainage an. Diese schützt den Fundamentbereich vor Staunässebildung. Die Gebäude- und Geländebewegungen im Einflussbereich der Kapillarsperre sind zum Stillstand gekommen. Zur Beurteilung der Langzeitbeständigkeit des aufgebauten Systems sind allerdings weitere Beobachtungen notwendig.

## **10    Zusammenfassung**

In den letzten 10 Jahren wurden in Teilen des südöstlichen Niedersachsen im zunehmenden Maße Gebäudeschäden an Bauwerken beobachtet, die durch Verformungen der anstehenden bindigen Böden hervorgerufen werden. Neben neueren Gebäuden sind auch mehrere historische Kirchenbauwerke aus dem 12. bis 13. Jahrhundert betroffen. Alle untersuchten Schadensfälle im Bereich der Ortschaften Wittmar, Uehrde, Eilum und Gilzum zeigen auffällige Gemeinsamkeiten bezüglich des Schadensbildes, der Schadensursache und des natürlichen Umfeldes. Nähere Untersuchungen zeigen, dass die Schadensursache auf Veränderungen im Festigkeits- und Verformungsverhalten der anstehenden Böden aufgrund von Wassergehaltsschwankungen zurückzuführen ist.

Die vorliegende Problematik verdeutlicht, dass für eine Interpretation der Festigkeitsparameter sowie des Verformungsverhaltens der Boden als Mehrphasensystem berücksichtigt werden muss. Unter der Annahme gesättigter Verhältnisse und den Ansätzen der klassischen Bodenmechanik wird von der Existenz eines positiven Porenwasserdruckes ausgegangen. Wird vom Zweiphasensystem abgewichen und eine bodenphysikalische Betrachtungsweise angewendet, definieren schon kleinste Mengen eingeschlossener Luft den Boden als teilgesättigt bzw. partial teilgesättigt. Der materialspezifische Lufteintrittspunkt in das Porensystem in Abhängigkeit vom Wassergehalt kann aufgrund der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse als Grenze zwischen dem partial teilgesättigten und dem teilgesättigten Zustand definiert werden. Dementsprechend zeichnet sich ein partial teilgesättigter bzw. teilgesättigter Boden durch negativen Porenwasserdruck (Porenwasserspannung) in Relation zum umgebenden Luftdruck aus. Böden oberhalb des Lufteintrittspunktes können als partial teilgesättigt und Böden unterhalb des Lufteintrittspunktes als teilgesättigt beschrieben werden.

Die gekoppelte Betrachtung der Veränderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften partial teilgesättigter Böden in Abhängigkeit von einer Porenwasserspannung unter Berücksichtigung der Interaktion Klima – Boden – Bauwerk ist Gegenstand dieser Forschungsarbeit. Die theoretische Betrachtung von Tonböden auf der Grundlage der Potentialtheorie bildet die Basis für Labor- und in situ Untersuchungen, die sowohl Neu- als auch Weiterentwicklungen bestehender Versuchstechniken beinhalten. Dabei bildet ein neu entwickeltes Schergerät zur Untersuchung der Variation der Festigkeitseigenschaften in Abhängigkeit von der Porenwasserspannung partial teilgesättigter Böden die Basis zur Beschreibung des partial teilgesättigten Festigkeitsverhaltens.

Zusammenfassend konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

1. Der bodenspezifische Lufteintrittspunkt definiert die Grenze zwischen partial teilgesättigtem und teilgesättigtem Materialverhalten. Es konnte nachgewiesen werden, dass auch oberhalb des bodenspezifischen Lufteintrittspunktes Porenwasserspannungen vorliegen. Bis zum Lufteintrittspunkt wird der Porenluftanteil einzig über die Kavitation des Porenwassers gesteuert. Dieser Bereich zwischen gesättigtem und teilgesättigtem Materialverhalten kann als partial teilgesättigt beschrieben werden.
2. Die Porenwasserspannungen führen zu einer Veränderung der Festigkeitseigenschaften der anstehenden Böden. So konnte die porenwasserspannungsabhängige Abnahme des Reibungswinkels und die Zunahme der Kohäsion für das untersuchte Spektrum der leicht plastischen Schluffe bis ausgeprägt plastischen Tone nachgewiesen werden.
3. Die Porenwasserspannungen wirken additiv zur Normalspannung. Bis zum material-spezifischen Lufteintrittspunkt können weiterhin die Bruchbedingung nach Mohr - Coulomb und das Effektivspannungskonzept gelten. Aufgrund theoretischer Überlegungen konnte nachgewiesen werden, dass der Reibungswinkel in einem teilgesättigten Boden auf ein porenraumabhängiges Minimum reduziert werden kann.
4. Aufgrund der Untersuchungen zum Verformungsverhalten partial teilgesättigter Böden konnte nachgewiesen werden, dass die Baugrundverformungen an den Auf- und Abbau der Porenwasserspannungen geknüpft sind. Diese entstehen aufgrund sehr kleiner Wassergehaltsschwankungen der anstehenden leicht plastischen Schluffe bis ausgeprägt plastischen Tone, die maximal 3 Gew. % betragen. Die Porenwasserspannungen bis zum materialspezifischen Lufteintrittspunkt entsprechen zu jedem Zeitpunkt dem Quelldruck, der sich bei Wasserzugabe aufbauen würde. Hat der Tonboden einen bestimmten Verdichtungszustand erreicht, sind die Bodenverformungen beliebig reversibel und auch in Zukunft zu erwarten.
5. In situ Untersuchungen zeigen die Interaktion Klima – Boden – Bauwerk. Wöchentliche Messungen zur Variation des Bodenwassergehaltes im Beobachtungszeitraum von 1998 bis 2002 auf der Basis geoelektrischer und radiometrischer Messungen zeigen den direkten Zusammenhang zwischen Wassergehaltsschwankungen, Gelände- verformungen und Rissbreitenänderungen am Kirchengebäude von Gilzum.
6. Der Auf- und Abbau der Porenwasserspannungen unter in situ Bedingungen führt zur zyklischen Variation des Reibungswinkels der untersuchten Böden. Damit bildet sich in der Gefügestruktur eines bindigen Bodens eine Schwächezone aus. In Kombination mit den ebenfalls aus Porenwasserspannungsänderungen resultierenden Vertikal-

verformungen bilden diese Schwächezonen im Bereich einer Bauwerksgründung die Zonen, in denen die Baugrundbewegungen stattfinden.

7. Mit dem Aufbau einer Kapillarsperre am Kirchengebäude Gilzum konnte ein schonendes Sanierungsverfahren ohne Schädigung der historischen Substanz vorgestellt werden. Grundlage der Dimensionierung sind die bodenspezifischen Ausgleichsbewegungen zwischen unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus, die für den Gilzumer Ton mit ca. 2 cm pro Tag angegeben werden können. Es konnte nachgewiesen werden, dass durch das in Gilzum aufgebaute System die Baugrundverformungen und damit das weitere Voranschreiten der Schäden am Gebäude gestoppt werden konnten.

Die Forschungsarbeit zeigt den direkten Zusammenhang zwischen dem Wirken von Porenwasserspannungen und der Änderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften der untersuchten Böden auf. Die Gruppe der untersuchten Böden umfasst ein Spektrum von den leicht plastischen Schluffen bis hin zu den ausgeprägt plastischen Tonen. Aufgrund der Auswahl von Böden unterschiedlicher Genese, Struktur und Textur, welche die verschiedenen regionalgeologischen Bedingungen Norddeutschlands abbilden, ist die Übertragbarkeit auf die gesamte Gruppe der bindigen Böden Norddeutschlands gegeben. Die Ergebnisse zeigen die bautechnische Relevanz sowohl bei der Planung neuer Baumaßnahmen als auch bei der Beurteilung von Schadensfällen. Die Untersuchungen werden im partial teilgesättigten Bereich durchgeführt, da die Böden auch in situ zu keinem Zeitpunkt den partial teilgesättigten Bereich verlassen haben.

Untersuchungen unter Berücksichtigung partial teilgesättigten Materialverhaltens erschließen jedoch nur einen kleinen Einblick in das bodenmechanische Verhalten von Tonböden. Ein wesentliches Ziel zukünftiger Forschungen muss darin bestehen, auch die Bereiche unterhalb des materialspezifischen Lufteintrittspunktes zu untersuchen. Dies setzt die Weiterentwicklung der bestehenden Versuchstechnik zur Messung von Porenwasserspannungen  $> 100 \text{ kPa}$  voraus. Dies eröffnet die Möglichkeit einer umfassenden Beschreibung teilgesättigten Materialverhaltens auch unter extremen klimatischen Randbedingungen.

## **11    Literaturverzeichnis**

- AITCHISON, G. D. (1965): Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. - Int. Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils [1] Australia, S. 5 - 21
- AITCHISON & DONALD (1956): Effective stresses in unsaturated soils. - Proc. 2<sup>nd</sup> Australia/New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 192-199
- ALONSO, E. E., ALCOVERRO, J., (2002): Swelling Rocks, 4th Workshop on unsaturated soils, Weimar 2002
- BACHMANN (1998): Die Messung der Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand. - Mitt. d. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (Eigenverlag), S. 273 - 286
- BACHMANN (1998): Die Beobachtung der Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand. - Geotechnik 1998/1, Verlag Glückauf (Essen), S. 11-15
- BAUMGARTL, T., THIENEMANN, J., JUNGE, T. & HORN, R. (1998): Wasserbindungskräfte und Wasserfluß in bindigen Substraten. - Geotechnik 1998/1, S. 29-35, Verlag Glückauf (Essen)
- BAUMGARTNER & LIEBSCHER (1996): Lehrbuch der Hydrologie; Allgemeine Hydrologie, quantitative Hydrologie. - Bd. 1, 2. Aufl.; Gebr. Bornträger, Berlin-Stuttgart
- BEHREND, F. (1927): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern, Blatt Hessen (Nr. 3930). - Preußisch Geologisches Landesamt, Berlin
- BHASIN, R.N.& LOVELL, C.W. (1981): Distribution of Porosity in Compacted Clays. - Soil mechanics and foundation engineering, Pproc. 10<sup>th</sup> int. Conf., Stockholm, Vol. 1, pp. 563-566
- BISHOP, A. W. (1957): Some Factors Controlling the Pore Pressure Set Up During the Construction of Earth Dams, in Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris – France, vol. 2, pp. 294-300
- BISHOP, A. W. (1959): The Principle of Effective Stress. - Teknisk Ukeblad 39, pp. 859-863

- BISHOP, A.W.& BLIGHT, G.E. (1963): Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. - Géotechnique: the internat. journal of soil mechanics / publ. by the Institution of civil Engineers, London, S. 177-196
- BJERRUM (1967): Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. - Proc. ASCE, Vol. 93, SM 5, Part 1, S.1-49
- BODEN, J. B. und DRISCOLL, R. M. C. (1987): House Foundations. A Review of the Effect of Clay Soil Volume Change on Design and Performance. - Municipal Engineer Nr. 4, S. 181-313
- BRANDELIK, A.; KRAFFT, G.; HÜBNER, C.; SCHWARZMÜLLER, P. RUPPERT H.; HERBST, F.; SCHUHMANN, R.; ZISCHAK, R.; HÖTZL, H. (1996): Zerstörungsfreie In-Situ-Messung der Feuchte und Dichteänderungen von mineralischen Deponieabdichtungen. - Müll und Abfall, S. 263-268
- BRANDT, K. (1986): Sedimentäre Zyklen im epikontinentalen Lias Europas. - Diss. Eberhard-Karls-Universität Tübingen
- BRICK, D., LUCAS, J., KOLI SAMA, G. UND KOZJAK, L. (1995): Schutz und Sicherung historischer Bauten. - Entwurf am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, (unveröffentlicht)
- BUCKINGHAM, E. (1907): Studies of the movement of soil moisture, U.S.D.A. Bur. Of Soils, Bulletin No. 38
- BURLAND, J.B.& WROTH, C.P. (1974): Settlement of Buildings and Associated. - Conference Settlement of Structures Cambridge (Review Paper), S. 611-654
- BURLAND, J. B., BRONS, B. B., De MELLO, V.F.B. (1977): Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE, Tokyo, S. 495-546
- CASSEL, D. K. & KLUTE, A. (1986): WATER POTENTIAL: TENSIOMETRY. - IN: KLUTE A. (ED.): METHODS OF SOIL ANALYSIS. PART 1, PHYSICAL AND MINERALOGICAL METHODS, 2ND ED. AGRONOMY SERIES 9(1), ASA AND SSSA, MADISON
- CHEN, F. H. (1975): Foundations on Expansive Soils. - Developments in Geotechnical Engineering, Vol.12, Elsevier Scientific Publishing Company; New York
- COOLING, L.F. (1946): Some foundation troubles with small houses. - Journ. Inst. of Sanitary Engrs., Vol.XLV, S.327



- COOLING & WARD (1948): Some Examples of Foundation Movements Due to Causes other than Structural Loads. - Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics, Vol. 2, Rotterdam, P. 162
- DIAMOND, S. (1970): Microstructure and Pore Structure of impact-compacted clays. - Purdue University; School of Civil Engineering, S. 239-249
- DIN 19685 (1979): Klimatologische Standortuntersuchung im landwirtschaftlichen Wasserbau; Ermittlung der meteorologischen Größen, Berlin, Beuth – Verlag 1979
- DIN 4021 (1991): Baugrund, Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben, Berlin, Beuth – Verlag 1991
- DÖLL, P. (1996): Modeling of Moisture Movement Under the Influence of Temperature Gradients: Desiccation of Mineral Liners Below Landfills. - Bodenökologie und Bodengeneese Heft 20, Dissertation, Institut für Ökologie, TU Berlin (Eigenverlag).
- DORSEY, N. E. (1940): Properties of Ordinary Water – Substances, Amer. Chemical Society, Mono. Series, Reinhold, New York
- DURNER, W. (1991): Vorhersage der hydraulischen Leitfähigkeit strukturierter Böden. - Bayreuther Bodenkundliche Berichte
- EINSELE, G., HEITFELD, K.-H., LEMPP, CH. UND SCHELTELIG, K. (1985): Auflockerung und Verwitterung in der Ingenieurgeologie: Übersicht, feldansprache, Klassifikation (Verwitterungsprofile). - Einleitender Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 2-24, Berlin (Springer)
- FALKE, M. (1995): Geowissenschaftliche Untersuchungen zur Eignung von tonigen Sedimenten und Sedimentgesteinen als Deponieuntergrund im Braunschweiger Raum. - Geologisches Jahrbuch Reihe C Heft 64, Hydrogeologie-Ingenieurgeologie, Hrsg. Bundesanstalt f. Geowissenschaften u. Rohstoffe Hannover, Schweitzerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller) Stuttgart
- FREDLUND, D.G.& MORGENSTERN, N.R. (1976): Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. - Can. Geotech. J., S. 261-276
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. (1993): Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley & Sons, New York
- FÜCHTBAUER, H. (1988): Sedimente und Sedimentgesteine. - Sediment-Petrologie Teil II, 4. Aufl., Schweitzerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller) Stuttgart

- GAN, J. K. M., FREDLUND, G., RAHARDJO, H. (1988): Determination of Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test, Can. Geotechnical Journal, vol. 25, no. 3, pp. 500-510
- GEBISSA GUTA, A. (1997): Untersuchungen zum flüssig-dampfförmigen Wassertransport in sandunterlagerten Tonsubstraten unter dem Einfluß thermischer und hydraulischer Gradienten als Beitrag zur Konstruktion von mineralischen Deponiebasisabdichtungen. - Mitt. d. Instituts für Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, Dissertation, Universität Rostock
- GOLDSCHIEDER, M. (1993): Historische Gründungen - Bauweisen, Beurteilungen, Erhaltung und Instandsetzungen. - Geotechnik 1, S. 178-192
- GOLDSCHIEDER, M. (1993): Historische Gründungen - Bauweisen, Beurteilungen, Erhaltung und Instandsetzungen. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Bergbau und Denkmal. Bd. 2 Karlsruhe, 1994 (SFB 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“), S. 39-47
- GRÄSLE, W., RICHARDS, B., BAUMGARTL, T. & HORN, R. (1995): Entwicklung eines mathematischen Simulationsmodells zur Charakterisierung und Prognose des Wassertransports in zeitlich quellenden und schrumpfenden Mülldeponiebasisabdichtungssystemen. - Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM, S. 209-219
- GRIFFITHS, F.J.; JOSHI, R.C. (1989): Change in pore size distribution due to consolidation of clays. - Géotechnique 39; No.1, S. 159-167
- GRÜNDER, J. (1978): Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones am Beispiel des Feuerletzens. - Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, S. 54-100
- GRÜNDER, J. (1980): Über Volumenänderungsvorgänge in überkonsolidierten, diagenetisch verfestigten Tonen und ihre Bedeutung für die Baupraxis. - Geotechnik 3, S. 60-66, Essen (DGEG)
- GUDEHUS, G. (1980): Bodenmechanik. Enke – Verlag Stuttgart
- HARTGE, K. H. & HORN, R. (1989): Die physikalische Untersuchung von Böden. - Enke Verlag Stuttgart.
- HEIBROCK, G. (1996): Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien. - Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum
- HEIM, D. (1990): Tone und Tonminerale. - Enke Verlag Stuttgart

- HOEKSTRA, P. & DELANEY, A: (1974): Dielectric Properties of Soils at UHF and Microwave Frequencies. - Journal of Geophysical Research April 1974, S. 1699-1708
- HÖLTING (1992): Hydrogeologie. - Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie, 4. Aufl., Enke Verlag Stuttgart
- HOLZLÖHNER, U. & ZIEGELER, F. (1995): Wassertransportvorgänge und Rißgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten im Hinblick auf die Langzeitfunktionstüchtigkeit. - Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme“, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.
- HORN, R. & BAUMGARTL, T. (1995): Bedeutung von Auflast und Entwässerung für die Bodenwassercharakteristik von mineralischen Abdichtungen. - Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme“, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.
- INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (2000): State of the Art Report – Structure – Soil Interaction, Revised and extended in 1989, 2<sup>nd</sup> Edition, The Institution of Structural Engineers, London
- JAKY, J. (1944): The coefficient of earth pressure at rest, J. Soc. Hungarian Architects and Eng., S. 355-358
- KÄMPF, M. (2000): Einsatz industrieller Reststoffe in Kapillarsperren und Entwässerungsschichten – Materialauswahl und Eignungsprüfung, in: 10. Braunschweiger Deponieseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation, Heft 69
- KAPTAN, H. (1972): Untersuchung über Quellung und Schrumpfung von Tonböden bzw. Tonen. - Dissertation an der Fakultät für Gartenbau und Landeskultur TU Hannover
- KÉZDI, A. (1969): Handbuch der Bodenmechanik, Bd. I: Bodenphysik; Berlin (VEB Vlg. F. Bauwesen)
- KLUTE, A. (1986): Water Retention: Laboratory Methods. - In: Klute A. (Ed.): Methods of Soil Analysis. - Part 1, Physical and Mineralogical Methods, 2<sup>nd</sup> Ed. Agronomy Series 9(1), ASA and SSSA, Madison, Wisconsin
- KÖHLER H.-J. (2000): Ungesättigte Bodenverhältnisse unter Wasser und ihr Einfluß auf das mechanische Verhalten des Bodens bei instationärer Belastung, Ringvorlesung an der TU Berlin, 2000
- KRABBE, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden. - Mitt. Hann. Vers.-Anst. Grund und Wasserbau, Franzius Inst. TH Hannover, H 13, S. 256-342

- KUNTZE, H., ROESCHMANN, G, SCHWERDTFEGER, G.: Bodenkunde, Stuttgart, 1994
- LACKNER, K. (1991): Schwellen und Schrumpfen im anorganen Ton als Ursache von Gebäudeschäden. - Geotechnik H 14, S. 118-124
- LANG, H.-J., HUDER, J. & AMANN, P. (1996): Bodenmechanik und Grundbau. - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte - (Springer Verlag)
- LOOS, W. (1935): Risse in Bauten auf nachgiebigem Untergrund. - Die Bauwelt, S. 872
- LUTZ, P., JENISCH, R., KLOPFER, H., KRAMPF, L., FREYMUTH, H., PETZHOLD, K.: Lehrbuch der Bauphysik, Teubner Verlag Stuttgart, 1987
- MACEWAN, D. M. C. & WILSON, R. V. (1984): Interlayer and intercalation complexes of clay minerals. - In: BRINDLEY & BROWN (Ed): Crystal Structures of Clay Minerals and their X-Ray Identification.- Mineral. Society, London
- MADSON, F. T. & NÜSCH, R. (1990): Langzeitquellverhalten von Tongesteinen und tonigen Sulfatgesteinen. - Mitt. d. Instituts f. Grundbau u. Bodenmechanik TH Zürich, Nr. 140
- MADSEN, F. T. (1992): Quellfähige Gesteine. - ETH Zürich, Tonmineralogie für die Geotechnische Praxis; 9. - 10. April 1992: S. 67-80
- MEIER, P.J. (1906): Die Bau- und Kunstdenkmäler des Kreises Wolfenbüttel. - Bd. 3, S. 184-185, Wolfenbüttel
- MEISSNER, H. (1996): Sanierung von Gebäudeschäden infolge Schrumpfsetzungen. - Bauingenieur Heft 71, S. 43-46; Springer-Verlag
- MERKLEIN-LEMP, I. (1985): Ursachen und Mechanismen des Trocknungs-Befeuchtungszersfalls überkonsolidierter Pelite. - Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 59; Berlin (Springer)
- MITCHELL, J. K. (1973): Influences of Mineralogy and Pore Solution Chemistry on the Swelling and Stability of Clays. - Proc. 3rd Int. Conf. "Expansive Soils"; Academic Press Haifa Israel, Bd. 2, S. 11-25
- PIMENTEL, E. (1996): Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein. - Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe

- PLACZEK, D. (1982): Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen. - Mitt. Fachgebiet Grundbau u. Bodenmechanik Univ. Essen GHS, H 3, 204 S.
- PLACZEK, D. (1983): Über das Schwinden bindiger Böden als Ursache für Bauwerksschäden. - Die Bautechnik 5, Berlin, S. 168-174
- PRINZ, H. (1974): Gebäudeschäden in Tonböden infolge Austrocknung. - Vorträge Baugrundtagung Frankfurt/M.-Höchst, S. 23-38; Essen (DGEG)
- PRINZ, H. (1990): Grundwasserabsenkung und Baumbewuchs als Ursache von Gebäudesetzungen. - Aachener Bausachverständigentage 1990, S. 61-68; Wiesbaden (Bauverlag)
- PRINZ, H. (1991): Abriß der Ingenieurgeologie mit Grundlagen der Boden- und Felsmechanik, des Erd-, Grund- und Tunnelbau sowie der Abfalldeponien. - Enke
- QUENSTEDT, F.A. (1843): Das Flözgebirge Württembergs mit besonderer Rücksicht auf den Jura. - 1 ed. 558 p. Laupp, Tübingen.
- RAABE, E.-W. (1985): Mikrogefüge und bodenmechanische Eigenschaften überkonsolidierter Tone. - Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 358; Berlin (Springer)
- RYBICKI (1978): Bauschäden an Tragwerken, Analyse und Sanierung. - Teil 1, Mauerwerksbauten und Gründungen, 203 S., Düsseldorf (Werner)
- RYBICKI (1985): Setzungsschäden an Gebäuden – Ursachen und Planungshinweise. In: Oswald, P.; Schild, E. (Hrsg.): Aachener Bausachverständigentage 1985 - Rissbildungen und andere Zerstörungen der Bauteiloberfläche. Wiesbaden, Bauverlag, 1985, S. 58 - 67
- SCHACHTSCHABEL, P., BLUME, H.-P., HARTGE, K.-H. & SCHWERTMANN, U. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde. - Enke Verlag Stuttgart
- SCHEIDIG (1937): Baugrund und Bauwerk. - Das Bauwerk 11, S.109.
- SCHNEIDER BAUTABELLEN (1998): Bautabellen für Ingenieure, Werner Verlag, Düsseldorf
- SCHULER, G. & GÖDECKE, H.-J. (1982): Zur Beurteilung der Schwellfähigkeit von Böden mittels Kornverteilung Plastizität, Trockendichte und Frei-Schwellwert. - Die Bautechnik, S. 241-251

- SCHULTZE, E. & MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. - 2. Aufl., Springer Verlag Berlin
- SIMONS, N. (1958): Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest, in Proc. Brussels Conf. Earth Pressure Problems, vol. 3, pp 50-53
- SKEMPTON (1953): The colloidal "Activity" of clays. - Proc. III. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich, Bd. 1, S. 57
- SKEMPTON & McDONALD (1956): The allowable settlement of buildings. - Proc. Inst. Civ. Eng. London 5, III, S. 727-768
- SOMMER, H. (1978): Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser. - Bauingenieur Heft 53, S.205-211
- SPACKELER, G., MARX, W. (1927): Bergschadenähnliche Beschädigungen an Gebäuden in bergbaufreien Gebieten. - Glückauf. Jg. 63. S. 1409
- STACHEDER, M. (1996): Die Time Domain Reflectometry in der Geotechnik - Messung von Wassergehalt, elektrischer Leitfähigkeit, und Stofftransport. - Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe
- STRÄHLE, J., SCHWEDA, E. (2002): Lehrbuch der analytischen und präparativen anorganischen Chemie, Stuttgart, Hirzel
- TAYLOR, S. A., ASHCROFT, G.L. (1972): Physical Edaphology, San Francisco, CA
- TERZAGHI, K., PECK, B. (1967): Soil mechanics in engineering practice, Wiley, New York
- TIETZE (1979): Ingenieurgeologische, mineralogische und geochemische Untersuchungen zum Problem der Baugrundhebungen im Lias epsilon (Posidonienschiefer) Baden-Württembergs. - Jh. Geol. Landesamt 22, S. 109-185
- VEES, E. (1987): Baugrundhebungen in bitumenhaltigen Tonmergelstein - Ursachen und konstruktive Lösungen. - Geotechnik 10, S. 123-131
- VOGL, K. (1955): Gründungen in schrumpf- und quellfähigen Böden. - Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, H. 7; Franzius-Institut der TH Hannover; Hannover
- WARD, W. H. (1947): The Effects of Fast Growing Trees and Shrubs on Shallow Foundations. - Journal Inst. Landscape Architects; England

- WIGGER, H. (1996): Setzungsrisse an historischen Bauwerken - in situ Versuch an der Kirche in Hedeper. - Mitt. d. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (Eigenverlag), S. 259 – 271
- WIGGER, H. (2000): Rissbildung infolge Setzungszwang in historischem Natursteinmauerwerk - Mitt. d. Inst. f. Brandschutz und Massivbau der Technischen Universität Braunschweig (Eigenverlag)
- WITTE, M., BACHMANN, M., RODATZ, W., (2002): Soil deformation and damage to buildings as a result of fluctuations in the moisture content of clay, 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, 16-20 September 2002, Durban, South Africa
- WITTE, M., BACHMANN, M., (2002): Damages in buildings on clay induced by fluctuations in the soil moisture content, International Symposium on Identification and Determination of Soil and Rock Parameters for Geotechnical Design 2002, 2 – 3 September 2002, Paris, France, S. 611-617
- WITTE, M., BACHMANN, M., (2002): Fluctuations in the moisture content as a cause of damage in buildings on clay, Soil Structure Interaction in Urban civil Engineering, 2002, Zurich, Switzerland, S. 225-233
- WITTE, M., BACHMANN, M., RODATZ, W., VITTINGHOFF, T., (2001): Soil deformation as a result of fluctuations in the moisture content as a cause of damage in buildings on clay, XVth International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering; August 27-31.2001, Istanbul, Turkey, Vol. 1, S. 543 - 550, 2001
- WITTE, M., BACHMANN, M., VITTINGHOFF, T., (2001): Wassergehaltsänderungen natürlicher Tonböden als wesentliche Schadensursache bei Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen, 13 Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 2. bis 6. April 2001, Karlsruhe, S. 47 – 52
- WITTE, M., RODATZ, W., BACHMANN, M., (2001): Wassergehaltsänderungen natürlicher Tonböden als wesentliche Schadensursache bei Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen, 3. Österreichische Geotechniktagung am 26. und 27. Februar 2001 in Wien, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, S. 459-474, 2001
- WITTE, M., BACHMANN, M., (1999): Soil deformation as a result of fluctuations in the moisture content as a cause of damage in buildings on clay, 1999 Young Geotechnical Engineers Conference (YGEC 99)23. - 25.09.1999, Thira (Santorini), Griechenland - Field and laboratory measurements in geotechnical engineering -, 1999
- WITTE, M., (1999): Bodenverformung durch Wassergehaltsänderungen bei historischen Bauwerken, 59. Jahrestagung der Deutschen Geophysikalischen Gesellschaft 08.-12. März 1999 in Braunschweig, S. 109, Eigenverlag, 1999

WOLDSTEDT, P. (1931): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern, Blatt Schöppenstedt (Nr. 3830). - Preußisch Geologisches Landesamt, Berlin

YONG, R. N. (1993): Principles of Contaminant Transport in soils. Developments in Geotechnical Engineering, 73. Elsevier, Amsterdam – London – Tokyo - New York



## Lebenslauf

Name	Matthias Witte
Anschrift	Bültenweg 71 38106 Braunschweig
Geboren	21.05.1967
Geburtsort	Braunschweig
Familienstand	ledig
Aug. 1973 - Juni 1988	Schul Ausbildung; Schulzentrum Königsutter, Gymnasium am Bötschenberg, Helmstedt
Juni 1988	Abitur
Okt. 1988 – Sept. 1989	Grundwehrdienst bei der Bundeswehr
Okt. 1989 - März 1990	Studium der Mineralogie an der TU Braunschweig
April 1990 - Juli 1996	Studium der Geowissenschaften an der TU Braunschweig Abschluß: Diplom - Geologe
von 1991 bis 1996	zur Finanzierung des Studiums Tätigkeiten als studentische Hilfskraft im: Institut für Geowissenschaften, TU Braunschweig; Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig
Juli 1996 bis Sept. 1997	Freier Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Rodatz und Partner, Beratende Ingenieure für Geotechnik
Okt. 1997 – März 2003	Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
WS 98/99 und SS 99	Lehrbeauftragter an der Fachhochschule Hildesheim/Holzminde im Fach Bodenmechanik